Deslizamientos
Técnicas de Remediación
VOLUMEN
2
JAIME SUAREZ

Capítulo 1

Métodos de Manejo y Estabilización

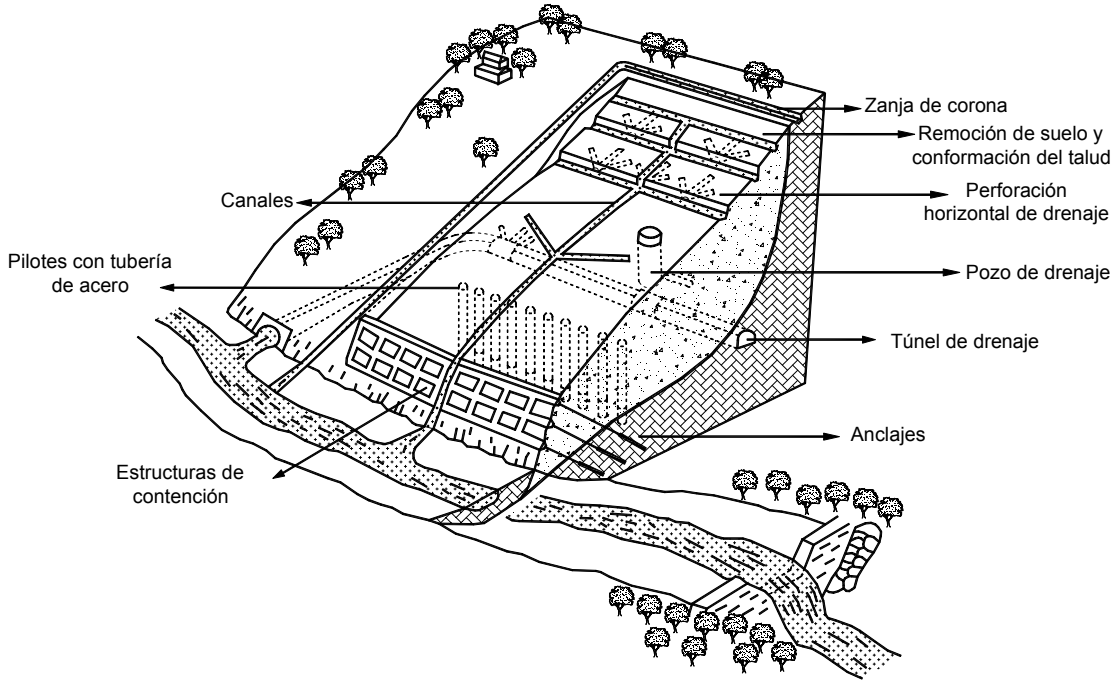


Figura 1.1 Algunas técnicas de remediación de la amenaza y el riesgo a los deslizamientos.

El objetivo principal de un estudio de estabilidad de taludes o laderas, es diseñar medidas de prevención, control, remediación y/o estabilización para reducir los niveles de amenaza y riesgo. Se han desarrollado gran cantidad de técnicas probadas para el manejo de los taludes inestables o los deslizamientos (Figura 1.1). Generalmente, los beneficios más significativos desde el punto de vista de reducción de amenazas y riesgos, se obtienen con las medidas de prevención.

Schuster y Kockelman (1996) proponen una serie de principios y metodologías para la reducción de amenazas de deslizamiento, utilizando sistemas de prevención, los cuales requieren de políticas del Estado, la colaboración y toma de conciencia por parte de las comunidades.

Sin embargo, no es posible la eliminación total de los problemas mediante métodos preventivos en todos los casos y se requiere establecer medidas de control o de remediación de los taludes susceptibles a deslizamiento o en los deslizamientos activos.

La estabilización de los deslizamientos en actividad o potencialmente inestables, es un trabajo relativamente complejo que requiere de metodologías especializadas de diseño y construcción. Cada sistema tiene su base teórica y sus procedimientos constructivos. En el presente capítulo se indican algunos de los sistemas de remediación que se han utilizado en el mundo, pero en otros capítulos del libro, se explican con mayor detalle.

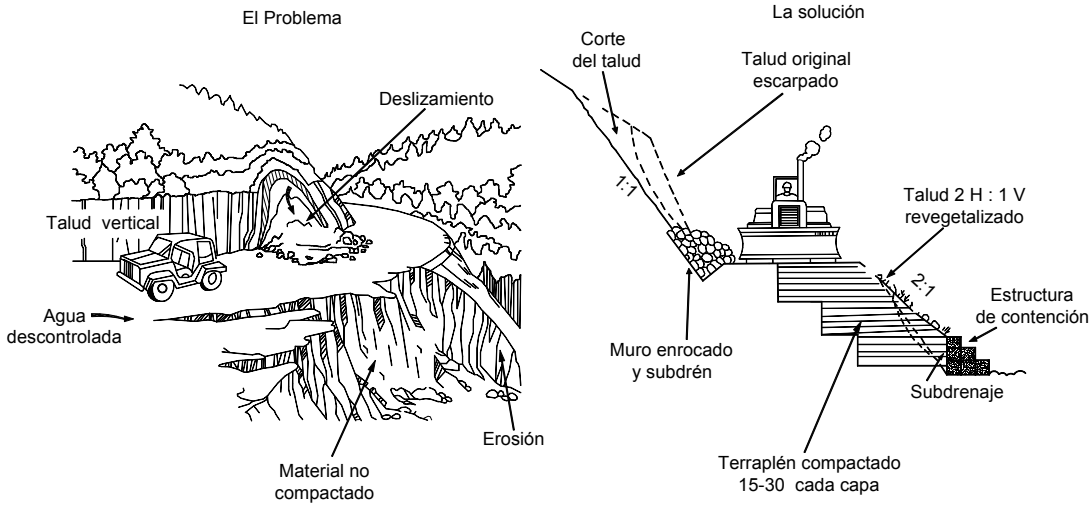


Figura 1.2 Problemas y soluciones de estabilidad de taludes en las carreteras secundarias.

En el capítulo 2, se detallan los métodos de control de aguas superficiales y subterráneas; en el capítulo 3, se presentan los sistemas de estructuras de contención de tierras; en el capítulo 8, los procedimientos de conformación y diseño de taludes; en el capítulo 9, las tecnologías de bioingeniería y el uso de la vegetación para la estabilización de taludes y en el capítulo 10, el manejo de taludes en roca. Por otra parte, en capítulos específicos se amplían algunas de las tecnologías de prevención y de estructuras especiales de contención.

La solución de cada problema requiere un análisis conceptual y determinístico de las causas y mecanismos del problema y un diseño detallado de la remediación (Figura 1.2). Uno de los factores más importantes que define la alternativa de manejo, es la disponibilidad de recursos. Algunos proyectos disponen de grandes presupuestos, lo cual permite la construcción de obras de gran magnitud; sin embargo, es muy común que los recursos económicos sean limitados y se requiera utilizar tecnologías de bajo costo.

ESCOGENCIA DEL FACTOR DE SEGURIDAD

La remediación de un deslizamiento o de un talud inestable, generalmente no es una estabilización total y definitiva, sino relativa y en ciertas condiciones, provisional. Ante esta realidad, es importante determinar hasta donde se debe llegar en el proceso de remediación. Cornforth (2005) explica que los factores de seguridad razonables y la magnitud de la estabilización deben determinarse teniendo en cuenta los siguientes factores:

- *El tamaño del deslizamiento.* Teniendo en cuenta que es mucho más difícil modelar en forma precisa un deslizamiento pequeño que uno de gran magnitud, el factor de seguridad para remediación de un deslizamiento pequeño, debe ser superior al de un deslizamiento de gran tamaño. Igualmente, el costo para subir el factor de seguridad en un deslizamiento grande, puede ser muy alto, lo cual en ocasiones, conduce a conclusiones incorrectas acerca de que los deslizamientos grandes no se pueden estabilizar. Lo que ocurre es que, en un deslizamiento grande, es más difícil subir el factor de seguridad y cualquier aumento en el factor de seguridad tiene un efecto importante en la estabilidad.

- *El tipo de movimiento.* En los movimientos masivos de masas rígidas, las técnicas de estabilización son más efectivas que en los movimientos blandos tipo flujo de lodos, etc. En los movimientos de suelos rígidos se pueden consideran factores de seguridad menores que en movimientos de flujo.

- *La magnitud de los estudios realizados.* Si la información recolectada en los estudios es muy completa y confiable, se pueden permitir

factores de seguridad menores que en los casos en los cuales la información es escasa y la incertidumbre es mayor.

- *El potencial de consecuencias.* En los casos en los cuales las consecuencias del deslizamiento involucran un riesgo grande de vidas humanas o propiedades, se requieren factores de seguridad mayores, por ejemplo, si está involucrado un hospital o una escuela, los factores de seguridad deben ser mayores quen en el caso de un campo deportivo.

- *La experiencia del profesional con los suelos del sitio.* Cuando se tiene experiencia previa confiable del comportamiento real de los suelos, se pueden permitir factores de seguridad menores que cuando se desconoce el comportamiento real de los materiales.

- *Posibilidad de ocurrencia de eventos extremos.* Si en el análisis no se tuvieron en cuenta los eventos extremos, se deben incluir factores de seguridad mayores ante la ocurrencia de estos fenómenos.

Como se explicó en los párrafos anteriores, la escogencia del factor de seguridad debe ser el resultado del buen juicio del ingeniero, quien debe tomar una decisión, con base en el análisis de la totalidad de los factores involucrados (Figura 1.3). Para cierto tipo de obras, los códigos pueden especificar un valor mínimo exigido para el factor de seguridad. Por ejemplo, para las estructuras de contención, la AASHTO (2001) exige los siguientes factores de seguridad de estabilidad de taludes:

FS $\geq$ 1.3 para cargas estáticas
FS $\geq$ 1.1 para carga sísmica con K_h de 0.5 A

En algunas ciudades, los códigos geotécnicos especifican factores de seguridad mínimos, los cuales se deben cumplir por ley. Estos factores, generalmente, varían desde 1.15 a 1.5 y es común especificar factores de seguridad de 1.3 para las cargas estáticas.

A continuación, se presenta la tabla 1.1 que puede servir como base general para la toma de decisiones sobre factores de seguridad. Con frecuencia, al aumentar el factor de seguridad también aumentan los costos requeridos para la construcción del talud. En ocasiones, la construcción de taludes estables podría resultar no sólo costosa sino poco práctica y se deben asumir los riesgos inherentes a la construcción de un talud relativamente inestable.

Tabla 1.1 Criterios generales para seleccionar un factor de seguridad para el diseño de taludes.

Caso	Factor de Seguridad para Cargas Estáticas	Factor de Seguridad para Cargas Dinámicas Kh = 0.5 A
Pérdida de vidas humanas al fallar el talud.	1.5	1.2
Pérdida de más del 30% de la inversión de la obra específica o pérdidas consideradas importantes.	1.3	1.15
Pérdidas económicas no muy importantes.	1.2	1.1
La falla del talud no causa daños.	1.1	1.0

Figura 1.3 La decisión del factor de seguridad debe garantizar un correcto funcionamiento de la obra.

En el caso de los deslizamientos, cualquier obra de remediación es una mejora de la situación existente y no es razonable exigir factores de seguridad extremadamente altos, cuando se parte de factores de seguridad de 1.0, no siempre es posible subir el factor de seguridad en un porcentaje alto.

METODOLOGÍAS DE REMEDIACIÓN

Una vez analizado el talud, definidos los niveles de amenaza y riesgo, el mecanismo de falla y analizados los factores de equilibrio, se puede pasar al objetivo final que es el diseño del sistema de prevención, control o estabilización.

Existen varias formas de enfocar y resolver cada problema específico y la metodología que se requiere emplear en cada caso, depende de una serie de factores técnicos, sociales, económicos y políticos, con una gran cantidad de variables en el espacio y en el tiempo.

En la tabla 1.2 se muestra un listado general de metodologías que se han utilizado para la mitigación de la amenaza y el riesgo a los deslizamientos.

Las técnicas de remediación comprenden las siguientes alternativas generales:

- Prevención para evitar que ocurra la amenaza o el riesgo.
- Elusión de la amenaza para evitar que ésta genere riesgos.
- Control de los movimientos para disminuir la vulnerabilidad.
- Estabilización para disminuir la probabilidad de ocurrencia de la amenaza aumentando el factor de seguridad.

Para la planeación, diseño, construcción y monitoreo de las obras de remediación de un deslizamiento, Popescu (2001) propuso un programa que incluye una fase de estudios geotécnicos y geomorfológicos para escoger, conceptualmente, el sistema de remediación y una fase de viabilidad para pasar finalmente, al diseño y a la construcción.

En el estudio preliminar, Popescu propone como un paso obligatorio, analizar si es posible eludir el deslizamiento. Si no es posible eludirlo, se pasa a una segunda etapa, seleccionar y diseñar la mejor alternativa de estabilización. Después de construidas las obras, se requiere además, la realización de un proceso de monitoreo y actualización (Figura 1.4).

Tabla 1.2 Listado de algunos métodos de remediación de las amenazas por deslizamiento.

Sistema de Remediación	Opciones de algunos Métodos Específicos
Prevención de la Amenaza o el Riesgo	Concientización de la comunidad Aviso o alarma. Normas y códigos técnicos
Elusión del problema	Relocalización de la obra Remoción de los materiales inestables Instalación de un puente o un túnel Construir variantes
Reducción de las fuerzas actuantes	Cambio del alineamiento para disminuir alturas Conformación de la superficie del terreno Drenaje de la superficie Drenaje internamente Reducción del peso del material
Incremento de las fuerzas resistentes	Colocación de un contrapeso Construcción de estructuras de contención Colocación de llaves de cortante en la superficie de falla
Aumento de la resistencia del suelo	Subdrenaje Refuerzo Biotecnología Tratamiento químico (inyecciones) Tratamiento térmico Compactación profunda Columnas de piedra

PREVENCIÓN

La prevención incluye el manejo de la vulnerabilidad y el control de las causas pueden generar los deslizamientos, para disminuir la probabilidad de que se presente la amenaza o el riesgo (Tabla 1.3). La prevención consiste en un programa del Estado y de la comunidad (en todos sus niveles) mediante una legislación y un sistema de manejo de amenazas que permite reducir las amenazas y los riesgos a deslizamiento, en un área determinada.

Schwab y otros (2005), hacen énfasis en que la construcción de obras de ingeniería para mitigar las amenazas a deslizamientos en zonas urbanas, son costosas y no son confiables; por lo tanto, la restricción o prohibición de desarrollo de áreas susceptibles a deslizamientos; son generalmente, la opción más sabia a pesar de la presión de los urbanizadores.

Estrategias para la Prevención

El riesgo a deslizamientos en zonas urbanas, puede reducirse utilizando cuatro formas de regulación (Kockelman, 1986; Schuster y Kockelman, 1996):

- Restricción de la expansión de las áreas urbanas con susceptibilidad a deslizamientos, utilizando un mapa de susceptibilidad.
- Códigos urbanos que regulen las excavaciones, cortes y demás actividades de construcción.
- Protección del desarrollo urbano construyendo medidas de mitigación.
- Desarrollo e instalación de sistemas de monitoreo y alarma.

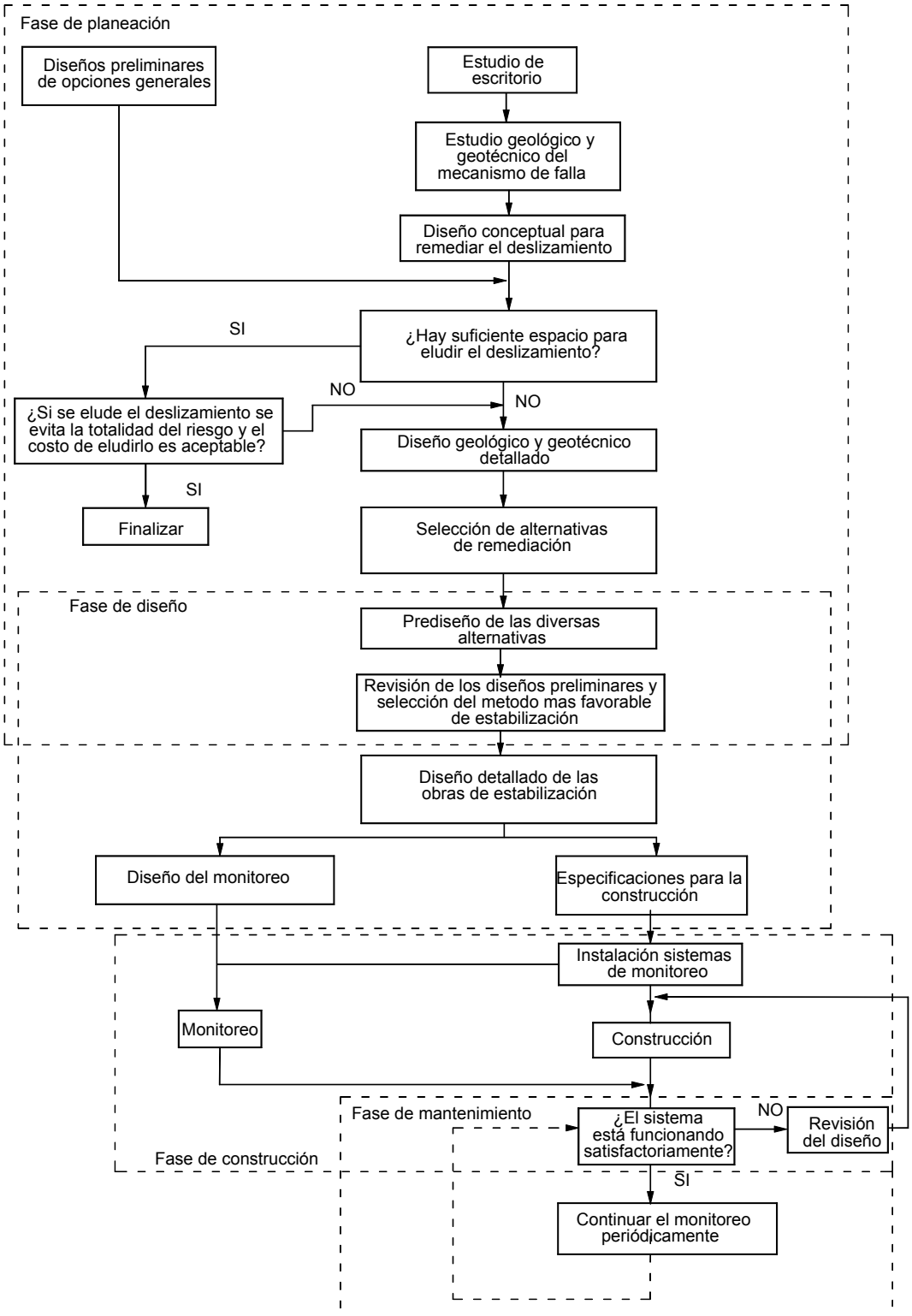


Figura 1.4 Fases en el diseño, construcción y monitoreo de la remediación de un deslizamiento (Popescu, 2001).

Tabla 1.3 Métodos de prevención para la amenaza o el riesgo a los deslizamientos.

Método	Ventajas	Desventajas
Disuasión o medidas de restricción	Generalmente son económicas y rápidas de construir.	Se requiere un espacio grande en la mitad del talud.
Planeación del uso de la tierra	Sirve al mismo tiempo, para controlar las aguas lluvias.	Los cantos pasan por encima fácilmente.
Códigos técnicos	Controlan los bloques que pueden generar riesgo (Figura 1.6).	No resisten el impacto de los grandes bloques.
Construcción de obras de prevención	Tratan de impedir la caída de los bloques (Figura 1.7).	Con frecuencia no son suficientemente fuertes para impedir los caídos.
Aviso y alarma	Los "muros alcancía" retienen las masas en movimiento (Figura 1.8).	Se pueden necesitar estructuras algo costosas.

Los métodos de mitigación o prevención de la amenaza pueden reducir de forma significativa, la ocurrencia de deslizamientos. La prevención permite el manejo de las áreas relativamente grandes, teniendo en cuenta que los procesos naturales pueden ocurrir en diversos sectores dentro de un área de susceptibilidad similar, de forma repetitiva o múltiple.

La mejor estrategia para la reducción de la amenaza de deslizamiento, generalmente involucra una mezcla de varias técnicas o sistemas donde se requiere la cooperación de geólogos, ingenieros, planeadores, propietarios de la tierra, constructores, organizaciones financieras y de seguros y entidades del Estado.

Elementos para el diseño de la prevención

El U.S. Geological Survey (1982) tiene en cuenta los siguientes elementos para el diseño de un programa adecuado de prevención:

- Una base técnica completa de las amenazas y riesgos.
- Un grupo técnico capaz de interpretar y manejar la información existente.
- Entidades del Estado conocedoras y conscientes de los problemas.
- Una Comunidad que comprenda el Valor y los Beneficios de estos Programas

Se necesitan entonces dos elementos principales: Una base técnica completa y confiable sobre las amenazas y riesgos y un Estado y comunidad conscientes de los problemas y del beneficio de los programas de prevención.

Restricciones al Desarrollo

Uno de los métodos más efectivos y económicos para reducir las pérdidas por deslizamientos, es la planificación de nuevos desarrollos, definiendo las áreas susceptibles a deslizamientos como áreas abiertas o verdes o de baja intensidad de uso. La mayoría de los países y ciudades tienen una legislación que permite la planificación mediante los códigos de urbanismo (o ambientales) y en algunas ciudades, se han implementado los códigos de laderas (Ver capítulo 12).

En ocasiones, se requiere la evacuación de áreas ya utilizadas o urbanizadas, mediante la adquisición de la tierra y propiedades por parte del Estado y la relocalización de los habitantes y sus viviendas. Sin embargo, el método más efectivo es evitar el desarrollo urbano en áreas susceptibles, lo cual se puede lograr mediante una legislación específica y un plan de control.

Fotografía 1.1 Los avisos de alerta ante las amenazas por deslizamiento, se utilizan como método de disuasión a la construcción en estas zonas de riesgo.

Políticas de Disuasión

La disuasión puede lograrse utilizando algunas de las siguientes técnicas:

- *Programas de información pública*
  Es importante que la ciudadanía tenga información sobre las amenazas de deslizamiento, de tal forma que ellos mismos actúen como sistema de control, evitando el desarrollo en estas áreas (Fotografía 8.1).

- *Manejo de escrituras o certificados de propiedad*
  En algunas regiones existen normas que obligan a las personas a que en el momento de vender propiedades en áreas con susceptibilidad a deslizamientos o a inundaciones, especifiquen claramente en forma escrita las amenazas geológicas a que están expuestos los potenciales propietarios.

- *Negación de los servicios públicos*
  Los Gobiernos locales pueden prohibir la construcción de servicios públicos, tales como acueducto, alcantarillado, energía eléctrica, vías, etc., en áreas muy susceptibles a deslizamientos.

- *Avisos públicos*
  El Estado puede colocar vallas o avisos que alerten a la población sobre las amenazas por deslizamientos, en una determinada área.

- *Adquisición de propiedades por parte del Estado*
  Las agencias del Estado pueden comprar las propiedades o áreas amenazadas para su utilización como espacios abiertos o para la construcción de obras de estabilización.

- *Negación de créditos*
  Las entidades financieras pueden establecer políticas para negar los créditos para el desarrollo de las áreas amenazadas.

- *Costos de los seguros*
  Las entidades financieras podrían colocar precios muy altos a los seguros para desanimar la inversión en áreas de riesgo.

- *Impuestos*
  El Estado puede establecer impuestos tan altos que impidan el desarrollo en las áreas amenazadas.

Regulaciones al Uso de la Tierra

La regulación al uso de la tierra generalmente es manejada por el Estado, el cual puede delimitar los usos específicos u operaciones que puedan causar fallas en los taludes, tales como la construcción de carreteras, urbanizaciones o edificios, sistemas de irrigación, tanques de acumulación de agua, disposición de desechos, etc.

En Colombia el Código de Recursos Naturales permite a las autoridades ambientales establecer Distritos de Manejo Integrado para la prevención de amenazas naturales y las ciudades tienen Planes de Ordenamiento Territorial (POTs) para regular los nuevos desarrollos. Sin embargo, los intereses particulares dificultan el uso eficiente de esta herramienta jurídica para lo cual se requiere mayor conciencia ciudadana sobre las amenazas y riesgos y que éstos sean tenidos en cuenta en la elaboración de las regulaciones de uso de la tierra.

Códigos de laderas

La prevención de los deslizamientos en zonas urbanas, requiere la aplicación de códigos específicos para el manejo de laderas y taludes, de acuerdo con las características geológicas y geotécnicas de cada área en particular. En el capítulo 12, se presentan algunos ejemplos de los códigos de laderas y la forma de elaborarlos.

Medidas de Aviso y Alarma

Las áreas susceptibles a deslizamientos pueden instrumentarse para prevenir o alertar acerca de la inminencia de un fenómeno y se pueden establecer programas de información a la comunidad sobre la eventualidad de un determinado deslizamiento. Los sistemas de observación de campo utilizan extensómetros, inclinómetros, piezómetros, cercas eléctricas y disyuntores. Las recientes innovaciones (Schuster y Kockelman, 1996), incluyen instrumentos acústicos, televisión, radar, rayos láser y medidores de vibración, los cuales pueden ser medidos y manejados a control remoto, desde una estación central receptora.

En ciudades como Hong Kong existen sistemas de instrumentación de lluvias y niveles freáticos manejados por un computador central que permite dar aviso de la posibilidad de ocurrencia de grandes deslizamientos. Durante las tormentas, la Oficina de Control Geotécnico de Hong Kong opera con un sistema de emergencia que proporciona aviso y toma las medidas de control (Geotechnical Control Office, 1985).

Los sistemas de monitoreo y alarma son instalados con el objetivo principal de proteger vidas y propiedades y no de prevenir deslizamientos. Sin embargo, estos sistemas, en ocasiones, permiten un tiempo suficiente (después del aviso) para adoptar medidas físicas de control que reduzcan la probabilidad o la magnitud de la amenaza.

Zonificación de Áreas

La zonificación de las áreas, permite la planificación de la ciudad y al mismo tiempo, la reducción de los riesgos. La zonificación es una herramienta que designa el uso que debe tener la tierra. Las áreas susceptibles a deslizamientos se deben utilizar para parques, zonas verdes y recreación pasiva, bosques o actividades agrícolas. Las regulaciones deben prohibir su uso para actividades vulnerables como vivienda, almacenamiento de agua, instituciones educativas, etc. Igualmente, se debe prohibir la irrigación y otras acciones que aumenten los niveles de saturación del terreno. Del mismo modo, se debe prohibir la eliminación de la vegetación, las excavaciones y rellenos que pudieren activar deslizamientos. La zonificación debe realizarse con base en los mapas de susceptibilidad o amenaza por deslizamiento, lo cual permite determinar las áreas con limitaciones.

Elaboración de mapas de amenaza

Una técnica muy utilizada es la elaboración y aplicación de mapas de amenaza. Éstos indican las zonas vulnerables, las cuales son posteriormente reguladas o zonificadas. Los mapas deben ser precisos para evitar que zonas de alta amenaza real sean mapeados como de amenaza baja. Un ejemplo de ese error fue el mapa del County de San Mateo en California, donde el mapa se realizó con base en fotografías aéreas y no permitió predecir los cientos de flujos de residuos que ocurrieron posteriormente a la aplicación del mapa (Brabb, 1984).

Regulaciones en el manejo de aguas

En las laderas susceptibles a deslizamientos se deben prohibir las actividades que puedan generar infiltración de agua, como piscinas, pozos sépticos o zonas de infiltración, paso de redes de acueducto y alcantarillado, etc.

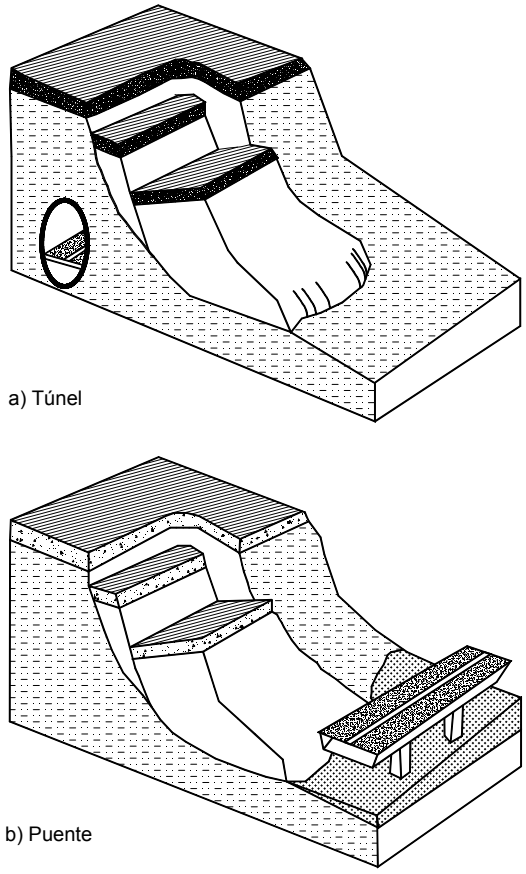


Figura 1.5 Elusión de un deslizamiento utilizando un túnel o un puente.

Tabla 1.4 Métodos de elusión de amenazas de deslizamientos

Método	Aplicaciones	Limitaciones
Variantes o relocalización del proyecto	Se recomienda cuando existe el riesgo de activar grandes deslizamientos difíciles de estabilizar o cuando hay deslizamientos antiguos de gran magnitud. Puede ser el mejor de los métodos si es económico hacerlo.	Puede resultar costoso y el nuevo sitio o alineamiento puede estar amenazado por deslizamientos.
Remoción total de los deslizamientos	Es atractivo cuando se trata de volúmenes pequeños de excavación.	La remoción de los deslizamientos puede producir nuevos movimientos.
Remoción parcial de materiales inestables	Se acostumbra remover los suelos subsuperficiales inestables cuando sus espesores no son muy grandes.	Cuando el nivel freático se encuentra subsuperficial, se dificulta el proceso de excavación.
Modificación del nivel del proyecto o subrasante de una vía	La disminución de la altura de los cortes en un alineamiento de gran longitud puede resolver la viabilidad técnica de un proyecto.	Generalmente, al disminuir la altura de los cortes, se desmejoran las características del proyecto.
Puentes o viaductos sobre los movimientos	Muy útil en terrenos de pendientes muy altas.	Se requiere cimentar los puentes sobre suelo estable y las pilas deben ser capaces de resistir las fuerzas laterales.

Evacuación de las Zonas Amenazadas

El riesgo para la vida y propiedades puede mitigarse evacuando los núcleos de población que se encuentren amenazados. Esta evacuación debe hacerse al detectarse la amenaza. Es una costumbre en algunos países que los programas de evacuación se inician después de que ya ha habido muertos y grandes pérdidas económicas.

ELUSIÓN DE LA AMENAZA

Eludir la amenaza consiste en evitar que los elementos en riesgo sean expuestos a la amenaza por deslizamiento (Tabla 1.4). Esto equivale a una disminución de la vulnerabilidad. La amenaza como tal continúa, pero la elusión impide que estas amenazas generen riesgos específicos. La presencia de deslizamientos de gran magnitud, difíciles de estabilizar, es un argumento de gran peso para sustentar un proceso de elusión.

Debe tenerse en cuenta que en ocasiones estos deslizamientos son movimientos antiguos, los cuales han estado disfrazados por procesos nuevos de meteorización, erosión o por vegetación o actividades humanas. La no detección de grandes deslizamientos (en la fase de planeación) puede acarrear costos muy altos en el momento de la construcción.

En el caso de taludes o coluviones producto de antiguos movimientos, cualquier corte o cambio de las condiciones de precaria estabilidad puede generar nuevos movimientos; y en este caso, la elusión puede eliminar el riesgo en forma definitiva. En algunos casos no sería buena práctica de ingeniería el tratar de eludir los problemas antes de intentar resolverlos. Previamente a la aplicación de un método de elusión, debe estudiarse la posibilidad de aplicación de sistemas de estabilización en los aspectos técnicos y económicos y la viabilidad de eludirlos.

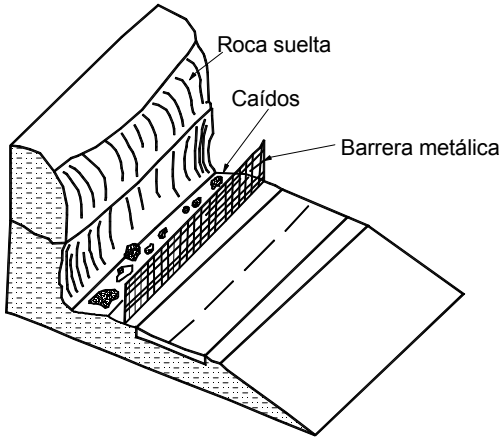


Figura 1.6 Cercas metálicas para controlar el paso de caídos de roca hacia una vía.

Relocalización de la Facilidad u Obra

En ocasiones, es posible evitar el deslizamiento potencial o activo, cambiando la localización de la facilidad y construyendo la obra en otro sitio donde la amenaza o el riesgo sea menor. La gran ventaja del método de manejo de riesgo es la confiabilidad hacia el futuro cuando no existe ningún otro método que resuelva totalmente el problema.

La principal dificultad es el costo de esta alternativa; igualmente, cuando las obras ya se encuentran contratadas, existen dificultades legales para relocalizar la obra.

En obras de infraestructura petrolera como oleoductos o locaciones para pozos y en el caso de las torres de conducción eléctrica, la relocalización de la facilidad por lo general, es una alternativa viable.

Construcción de Variantes

Al reconocer y cuantificar un deslizamiento, puede resultar más ventajoso para un proyecto lineal (carretera, ferrocarril u oleoducto) modificar su alineamiento para evitar la zona problema.

Para aplicar este método correctamente, se requiere un conocimiento geológico y geotécnico muy completo de la zona, que permita concluir que no es técnica o económicamente viable la utilización de un sistema de estabilización y que es recomendable la elusión del problema, modificando el proyecto y construyendo una variante.

Algunas veces, la variante puede construirse arriba de la masa deslizada, pero también ocurre que sea viable y conveniente bajar el alineamiento de la obra lineal a un área de mejor estabilidad por debajo de la masa deslizada.

Es muy importante asegurarse que la variante no esté expuesta a los mismos niveles de amenaza que el proyecto original. En ocasiones, por razones de costos o por falta de estudios detallados, se construyen variantes expuestas a amenazas similares o superiores a las de los proyectos originales.

Remoción de los Materiales Inestables

Cuando no es posible la construcción de una variante o la estabilización del movimiento, se puede considerar la remoción total a parcial de los materiales de los deslizamientos o las masas con riesgo de activación. La remoción de materiales inestables va desde el descapote o remoción de los primeros metros de suelo, hasta la eliminación de todo el material inestable.

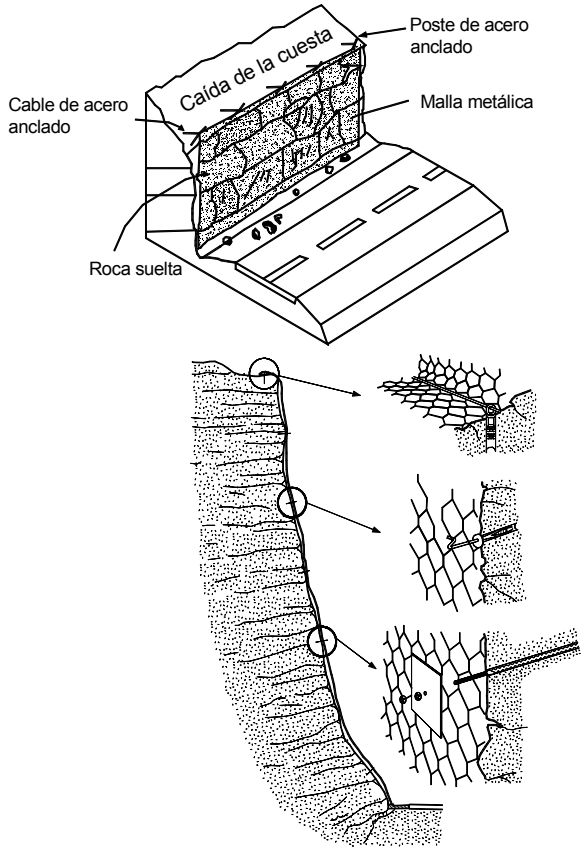


Figura 1.7 Malla galvanizada pernada para controlar los caídos de roca (Modificada de Gaviones Maccaferri).

En los terraplenes a media ladera, se acostumbra remover la totalidad de la capa subsuperficial de materiales inestables, previamente a la colocación del terraplén.

En los taludes en roca, es muy común la remoción de los bloques inestables de material. Esto puede incluir la remoción de la roca acumulada sobre las gradas, la conformación de la superficie y la remoción de los salientes, utilizando explosivos.

La remoción de roca puede ser muy peligrosa para los operarios que hacen el trabajo, así como para las personas en áreas cercanas, vehículos, etc. Generalmente, se requiere suspender el tráfico en las vías a fin de remover los bloques de roca y construir estructuras de protección para las obras existentes en áreas cercanas.

Generalmente, hay limitaciones prácticas al emplear este método, por los volúmenes de tierra que se requiere manejar y la falta de espacio para colocar los materiales excavados, teniendo en cuenta sus efectos ambientales. En muchos casos, la presencia de viviendas u otras estructuras arriba del deslizamiento y los límites de propiedad o derecho de vía, impiden o dificultan la utilización de este método de remediación.

Construcción de Viaductos o Túneles

Una alternativa (utilizada con alguna frecuencia) es construir puentes o estructuras para pasar por encima de los deslizamientos (Holtz y Schuster, 1996).

Los puentes y los túneles pueden ser una solución muy atractiva en los terrenos montañosos de alta pendiente donde las excavaciones generarían taludes demasiado altos (Figura 1.5).

Estos puentes por lo general, se deben apoyar en pilas profundas sobre roca o suelo competente por debajo de los materiales inestables.

Se deben realizar estudios muy completos para estar seguros de que la profundidad y el sistema de cimentación, son suficientes para garantizar la estabilidad del puente. Las pilas se deben diseñar para resistir las cargas laterales, las cuales son complejas de predecir.

La principal desventaja de esta alternativa son los costos elevados de los puentes o túneles. Con frecuencia, éstas soluciones deben tenerse en cuenta solamente como último recurso, cuando no existan otras soluciones confiables y económicas.

Tabla 1.5 Estructuras de control de masas en movimiento.

Método	Ventajas	Desventajas
Bermas	Generalmente, son económicas y rápidas de construir.	Se requiere un espacio grande en la mitad de talud.
Trincheras	Sirven al mismo tiempo, para el control de las aguas lluvias.	Los cantos pasan por encima, fácilmente.
Mallas para retención de bloques	Controlan los bloques que pueden generar riesgo (Figura 1.6).	No resisten el impacto de grandes bloques.
Mallas ancladas	Tratan de impedir la caída de los bloques (Figura 1.7).	Con frecuencia no son lo suficientemente fuertes para impedir los caídos.
Muros alcancía	Los “muros alcancía” retienen las masas en movimiento (Figura 1.8).	Se pueden necesitar estructuras algo costosas.
Cubiertas de protección	Son uno de los métodos más efectivos para disminuir el riesgo en las carreteras (Fotografía 1.2).	Son muy costosas.

Modificación del Nivel Vertical o Cota del Proyecto

En la etapa de diseño, la modificación del nivel de la subrasante de un proyecto vial podría generar profundidades muchos menores de cortes, las cuales le darían una mayor estabilidad a los taludes. En estos casos, el ingeniero geotecnista debe trabajar conjuntamente con el ingeniero de trazado vial para lograr un equilibrio entre la estabilidad y las características del proyecto.

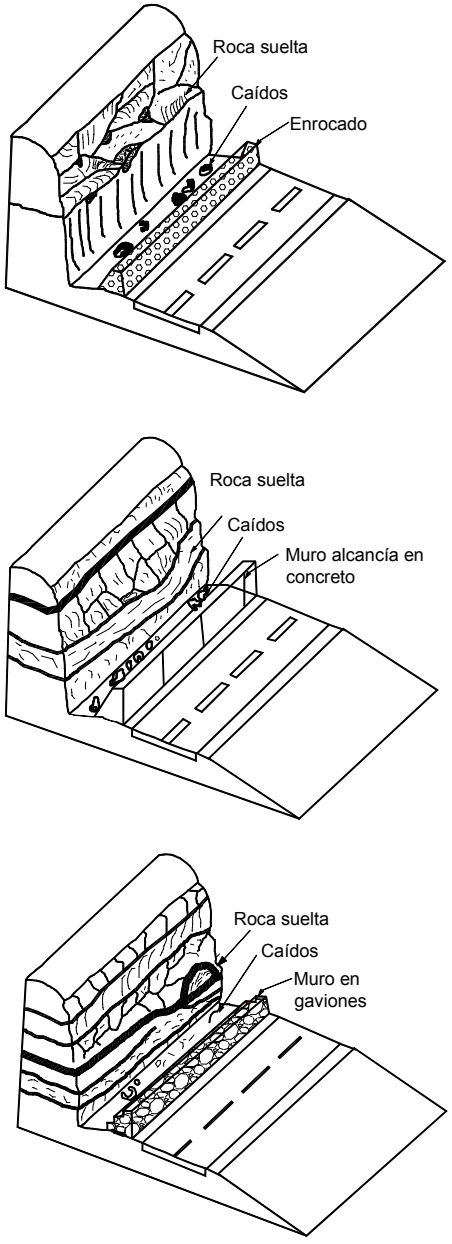


Figura 1.8 Muros alcancía, en enrocado y gaviones o concreto para el control de caída de bloques a una carretera.

Con mucha frecuencia, es más efectivo y económico, modificar las características del diseño que construir obras de estabilización de deslizamientos.

La modificación puede incluir el cambio del proyecto en planta, como el cambio del radio, de la localización de una curva o la separación del proyecto del talud. Por ejemplo, en la localización de pozos para la exploración de petróleo (cuando aparecen superficialmente depósitos de materiales coluviales en movimiento), se acostumbra profundizar la locación para que el contrapozo esté cimentado sobre material sin amenaza de deslizamiento.

En las carreteras, se acostumbra mover el alineamiento hacia el talud superior para que la totalidad de la vía se localice sobre el suelo duro competente. Esto disminuye la altura de los cortes y la magnitud de la amenaza; pero también, puede conducir a modificaciones de las velocidades de diseño y las características de la vía. Se requiere lograr un equilibrio entre la magnitud de la amenaza aceptable y la comodidad del proyecto.

CONTROL DE LA AMENAZA

El objetivo es controlar la amenaza activa antes de que se produzca el riesgo para personas o propiedades. Generalmente, consiste en estructuras que retienen la masa en movimiento (Tabla 1.5). Este tipo de obras se construye abajo del deslizamiento para detenerlo después de que se ha iniciado.

Los métodos de control o protección están dirigidos a la construcción de estructuras para evitar que la amenaza genere riesgos. Estas estructuras de control se utilizan, especialmente, para mitigar los riesgos en los caídos de roca, como se explica en el capítulo 10.

El diseño de las estructuras para el control de los caídos de bloques de roca, requiere el análisis de la dinámica de rocas para determinar las fuerzas de impacto y la distancia a la cual deben colocarse los muros alcancía o las mallas de retención (Figura 1.9).

En el capítulo 10, se presentan las diversas tecnologías disponibles para el control de los caídos de roca, así como los métodos de diseño y construcción.

Fotografía 1.2 Túnel falso para disminuir el riesgo de los caídos de roca sobre los vehículos.

ESTABILIZACIÓN

Los métodos de estabilización de taludes generalmente, están dirigidos a reducir las fuerzas actuantes, a incrementar las fuerzas resistentes o una combinación de los dos efectos. Es común que existan varios factores que determinen las fuerzas actuantes y resistentes y se requieran varios métodos de estabilización para lograr un efecto combinado. Las fuerzas actuantes pueden reducirse de varias formas:

- Excavando el material de un sector apropiado del talud.
- Construyendo sistemas de drenaje para reducir las presiones hidrostáticas.

Las fuerzas resistentes pueden incrementarse de varias formas:

- Drenaje para incrementar la resistencia de los materiales.
- Eliminación de estratos débiles o zonas potenciales de falla.
- Estructuras de contención.
- Refuerzo del suelo.
- Tratamiento químico.

Procedimiento de Estabilización

La estabilización de un talud comprende las siguientes etapas:

- Determinación del sistema o combinación de sistemas de estabilización más apropiados, teniendo en cuenta todas las circunstancias del talud estudiado.
- Diseño en detalle, el sistema que se va a emplear, incluyendo planos y especificaciones.
- Construcción de las obras de estabilización.
- Instrumentación y control del comportamiento durante y después de la estabilización.

Talud de roca: Vertical		
H	W	D
4.5 - 9	3	0.9
9 - 18	4.5	1.2
Más de 18	6	1.2
Talud de roca: ¼ : 1		
H	W	D
4.5 - 9	3	0.9
9 - 18	4.5	1.2
18 - 30	6	1.8
Más de 30	7.5	1.8
Talud de roca: ½ : 1		
H	W	D
4.5 - 9	3	1.2
9 - 18	4.5	1.8
18 - 30	6	1.8
Más de 30	7.5	2.4
Talud de roca: ¾ : 1		
H	W	D
0 - 9	3	0.9
9 - 18	4.5	1.2
Más de 18	4.5	1.8
Talud de roca: 1 : 1		
H	W	D
0 - 9	3	0.9
9 - 18	3	1.5
Más de 18	4.5	1.8

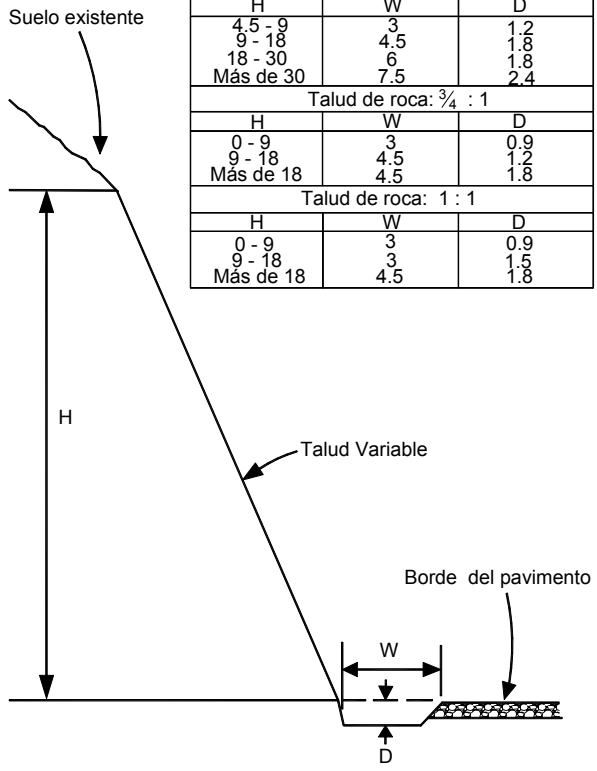


Figura 1.9 Tabla para determinar la distancia "aproximada" a la cual se recomienda colocar los muros alcancía o las cercas metálicas para el control de los caídos de roca (FHWA, 1988).

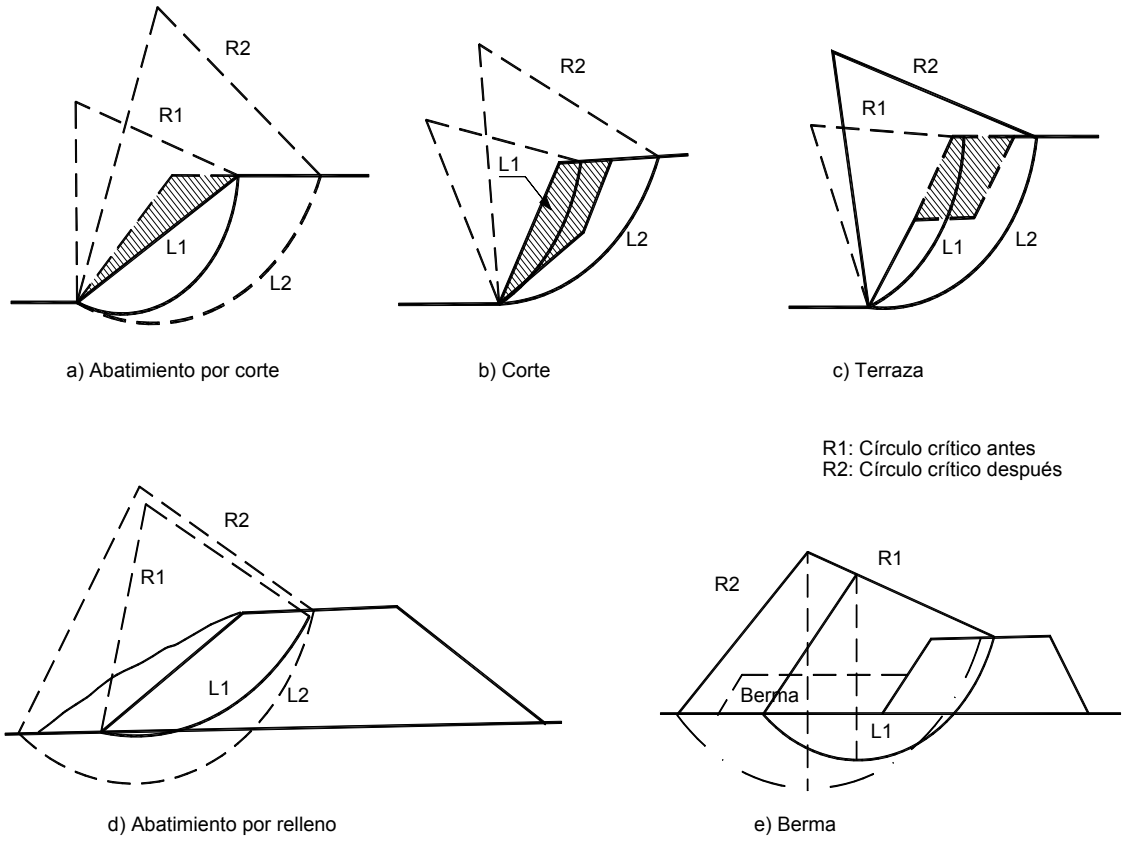


Figura 1.10 Efecto de los sistemas de conformación del talud sobre la localización de círculo crítico de falla.

Tabla 1.6 Métodos de conformación topográfica del talud.

Método	Ventajas	Desventajas
Remoción de materiales de la cabeza del talud	Muy efectivo en la estabilización de los deslizamientos rotacionales.	En movimientos muy grandes, las masas que se van a remover tendrían una gran magnitud.
Abatimiento de la pendiente	Efectivo, especialmente en los suelos friccionantes.	No es viable económicamente, en los taludes de gran altura.
Terraceo de la superficie	Además de darle estabilidad al deslizamiento, permite construir obras para controlar la erosión.	Cada terraza debe ser estable independientemente.
Colocación de bermas o contrapesos	Contrarrestan el momento de las fuerzas actuantes y además, actúan como estructura de contención.	Se requiere una cimentación con suficiente capacidad de soporte.

Debe tenerse en cuenta que en los taludes nunca existen diseños detallados inmodificables y que las observaciones que se hacen durante el proceso de construcción, tienden generalmente a introducir modificaciones al diseño inicial y esto debe preverse en las cláusulas contractuales de construcción.

CONFORMACIÓN DE LA SUPERFICIE

Una de las técnicas más utilizadas para la estabilización de taludes es la conformación o diseño de la morfología del talud (Tabla 1.6). Al modificar la forma de la superficie del talud, se puede lograr un equilibrio de masas, que reduzca las fuerzas que producen el movimiento y que aumente la longitud del círculo crítico de falla (Figura 1.10).

Las pendientes de los taludes resultantes de la conformación, deben ser estables (Tabla 1.7). En el capítulo 8 se explican en detalle, diversas alternativas para la conformación del terreno.

Contrapesos o Contrafuertes (“Buttressing”)

Los contrapesos son una técnica utilizada para contrarrestar las fuerzas actuantes en un talud y consiste en la colocación de un peso de gran magnitud en la parte baja del talud o del deslizamiento.

Al colocarle carga adicional a la base de un deslizamiento de rotación, se generan fuerzas de fricción y un momento resistente en dirección contraria al movimiento, lo cual produce un aumento en el factor de seguridad (Figura 1.11).

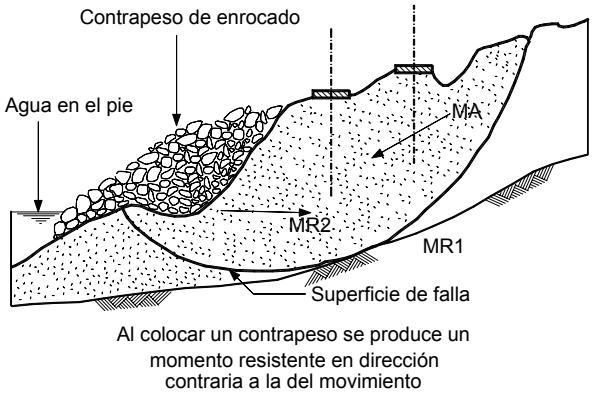


Figura 1.11 Contrapeso para la estabilización de un deslizamiento activo.

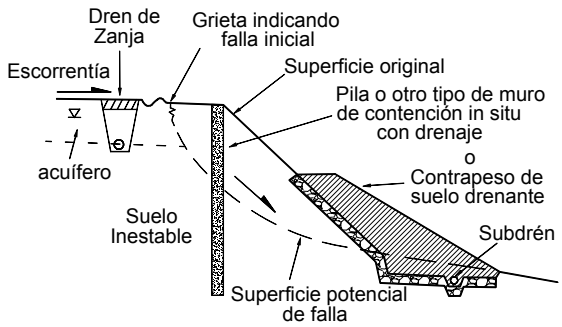


Figura 1.12 Esquema de un relleno de contrapeso además de una estructura de pilas o pilotes y un sistema de subdrenaje.

Tabla 1.7 Pendientes típicas de taludes estables para varios tipos de material.

Materiales	Relación del Talud (Horizontal: Vertical)
La mayoría de rocas	¼:1 a ½:1
Suelos muy bien cementados	¼:1 a ½:1
Mayoría de suelos “in situ”	¾:1 a 1:1
Roca muy fracturada	1:1 a 1 ½:1
Suelos granulares, gruesos, sueltos	1 ½:1
Arcilla plástica	2:1 a 3:1
Mayoría de rellenos	1 ½:1 a 2:1
Rellenos de enrocado	1 1/3:1

El efecto del sistema de contrapeso es hacer que el círculo crítico en la parte inferior del talud, se haga más largo. Se requiere determinar el peso necesario para lograr un factor de seguridad determinado. La cimentación adecuada de estos contrapesos debe ser requisito para que el sistema sea exitoso.

Para la construcción de los contrapesos se pueden utilizar varios tipos de materiales, entre los cuales, se encuentran el enrocado, las estructuras de suelo reforzado (muros MSE) o los rellenos de materiales comunes. Igualmente, los contrapesos pueden complementarse con otros sistemas de estabilización como las estructuras de contención y los sistemas de subdrenaje (Figuras 1.12 y 1.13).

Bermas Bajas o Contrabermas

El sistema de contrapesos es muy útil para la estabilización de taludes de terraplenes sobre zonas de suelos blandos, donde las fallas ocurren generalmente por falta de resistencia en el manto de cimentación del terraplén. En este caso, se construye una berma, la cual consiste en un terraplén de menor altura ubicado junto al terraplén principal, que sirve de contrapeso al aumentar la longitud de la superficie de falla (Figura 1.14).

Las bermas o contrabermas son usadas para colocar una carga al pie de un terraplén sobre el suelo blando y de esta forma, aumentar la resistencia abajo del pie. La berma se coloca en el área que de acuerdo con el análisis de estabilidad, se puede levantar al producirse un deslizamiento.

La contraberma se debe diseñar de forma que sea efectiva para garantizar la estabilidad del terraplén principal y al mismo tiempo, que sea estable por sí misma. El efecto de la contraberma es el de crear un contrapeso que aumente la longitud y la profundidad del círculo crítico de falla.

Se recomienda prestar atención especial al cálculo de la capacidad de soporte o estabilidad del talud profundo del suelo sobre el cual se plantea la colocación de la contraberma. Si no se hace un estudio de estabilidad, hay peligro de que la carga adicional impuesta por la contraberma, pueda generar una falla profunda.

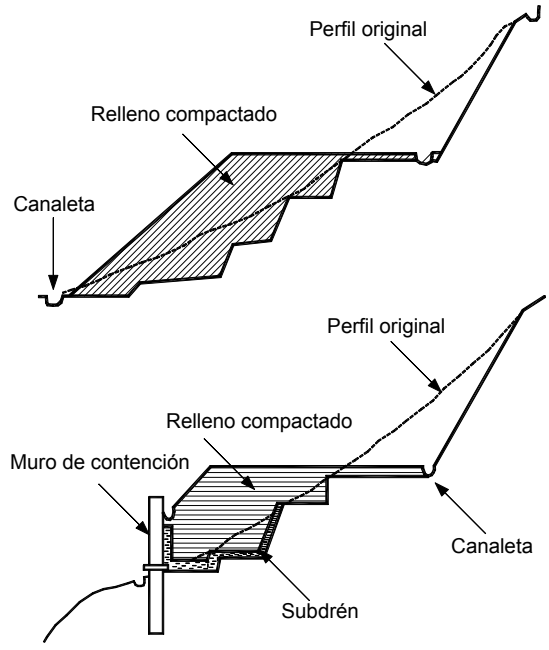


Figura 1.13 Alternativa de contrapeso en el relleno y muro de contención.

Muros de Suelo Reforzado (MSE)

Los terraplenes del suelo mecánicamente estabilizado, (MSE) incluyen capas de suelo compactado con geosintéticos o mallas de refuerzo que forman una masa de gravedad la cual actúa como estructura de contención o contrapeso para la estabilización del deslizamiento (Figura 1.15).

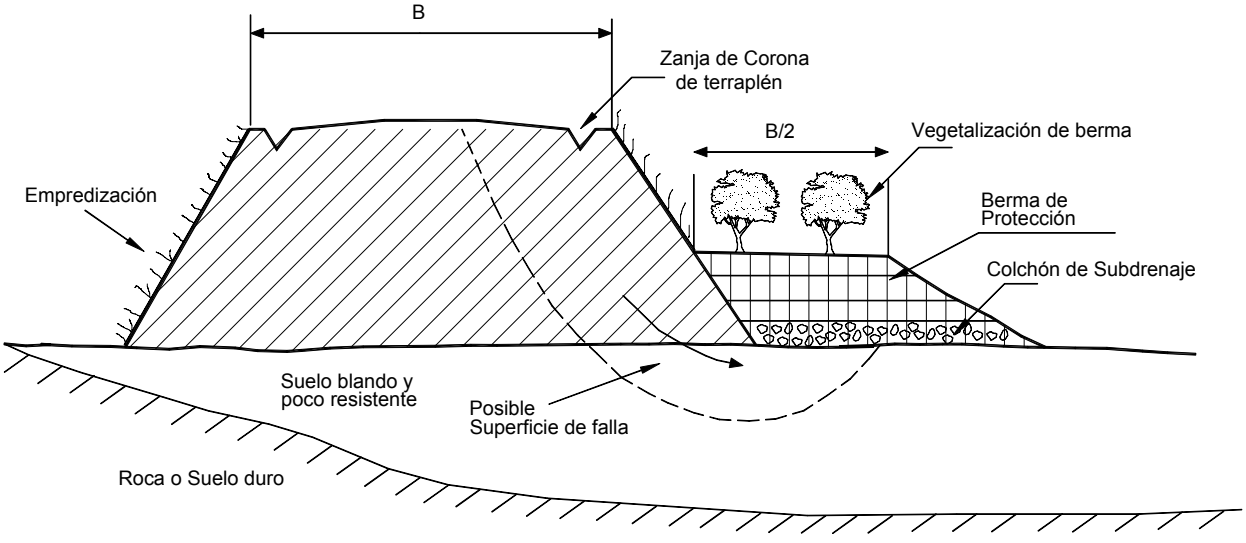


Figura 1.14 Esquema de una berma lateral a un terraplén para evitar la falla del pie.

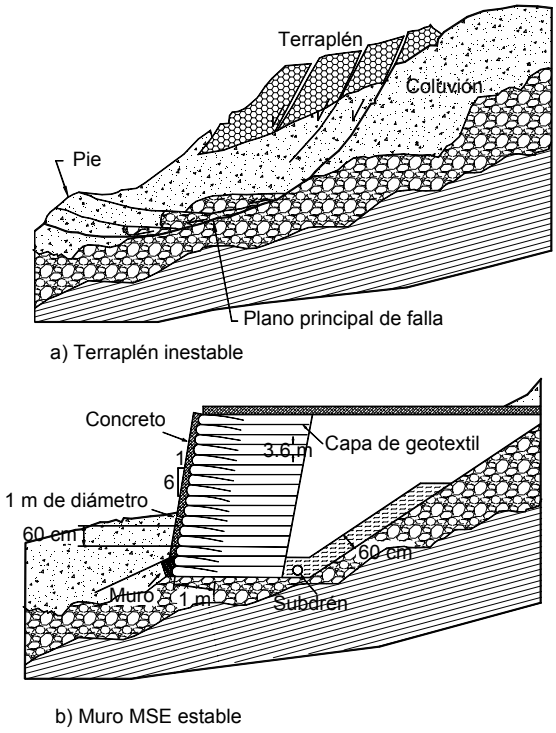


Figura 1.15 Esquema de estabilización utilizando muro MSE.

La fachada del muro MSE puede ser vertical o inclinada y puede estar recubierta por vegetación o concreto lanzado. Los taludes MSE deben ser diseñados para la estabilidad interna y externa. La estabilidad interna requiere que la estructura de refuerzo sea coherente y autoportante bajo la acción de su propio peso y de las fuerzas externas aplicadas. Los refuerzos deben diseñarse y espaciarse de forma que no fallen a tensión o no puedan ser extraídos de la masa de suelo.

Para la estabilidad externa de los taludes, los muros MSE deben satisfacer los mismos criterios de un muro tradicional, o sea que no sufran inestabilidad por el deslizamiento o volteo o inestabilidad global por la capacidad de soporte o la inestabilidad del talud. Para el diseño de los taludes MSE se recomienda utilizar los criterios de la AASHTO.

Los muros MSE deben incluir un sistema de drenaje eficiente para el control de las aguas subterráneas e infiltradas y deben estar cimentadas sobre fundaciones estables.

LLAVES DE CORTANTE

Una llave de cortante es una zanja rellena de materiales de alta resistencia, la cual se construye atravesando la superficie de falla en todo el ancho de un deslizamiento. La estabilización se obtiene al utilizar la resistencia más alta del relleno en comparación con el suelo natural y los beneficios adicionales del drenaje. En ocasiones, las llaves de cortante se utilizan en combinación con contrapesos que aumentan los esfuerzos efectivos en el pie del deslizamiento.

Las llaves de cortante son usadas para proporcionar una resistencia adicional al deslizamiento horizontal de la base de terraplenes (bermas) o para profundizar la superficie potencial de la falla de deslizamientos (Figura 1.16). El principal propósito de la llave de cortante es forzar al círculo crítico a profundizarse a una formación más resistente. Este método es muy efectivo cuando aparecen mantos de suelos duros a poca profundidad (Figura 1.17).

La llave de cortante debe contener un sistema de drenaje por gravedad. Comúnmente, se coloca una tubería de drenaje en la parte inferior de la llave de cortante y una conducción que permita el drenaje por gravedad y en algunos casos, se requiere construir subdrenes de penetración para facilitar el drenaje del agua recolectada por el material granular.

Las llaves de cortante son más eficientes cuando las superficies de falla son relativamente profundas (de 3 a 10 metros bajo el nivel del terreno) y son poco eficientes para fallas poco profundas (menos de 3 metros) (Cornforth, 2005).

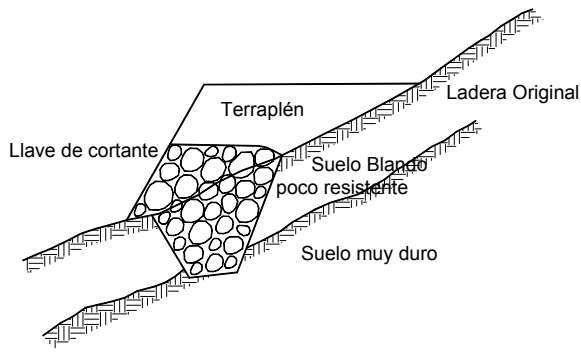


Figura 1.16 Llaves de cortante para terraplenes.

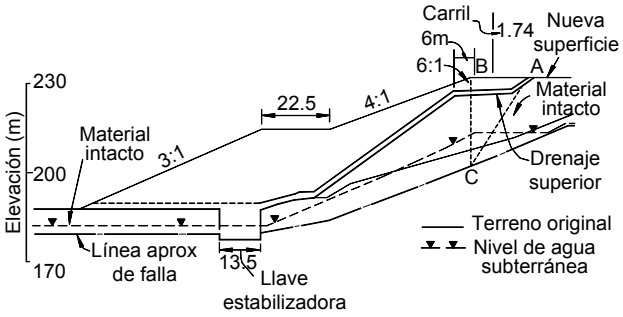


Figura 1.17 Efecto estabilizante de una llave de cortante (Schuster y Krizek, 1978).

Las llaves de cortante son especialmente apropiadas para los deslizamientos de arcilla. Los enrocados que poseen ángulos de fricción $\phi'=42°$, generan resistencias muy significativas comparadas con la resistencia de la arcilla. Es muy común, la utilización de llaves de cortante en los deslizamientos de traslación como es el caso de los coluviones arcillosos que se deslizan sobre los suelos residuales duros.

El material preferido para las llaves de cortante es el enrocado anguloso de roca dura. Se recomienda colocar sobre el enrocado, un geotextil para prevenir el movimiento de los suelos finos o la erosión interna. El ancho de la base de la llave de cortante varía generalmente de 5 a 10 metros y se emplean taludes temporales 1H:1V.

El diseño de la llave de cortante se realiza comúnmente, mediante el análisis de equilibrio límite suponiendo que la llave es un material adicional con sus respectivas propiedades de resistencia. Cuando la base de la llave de cortante se debe excavar en roca, es posible que sólo se pueda excavar 30 a 50 cms dentro de la roca.

Existen algunas fórmulas para calcular el área de la sección de la llave de cortante con el objeto de determinar los volúmenes, los cuales aumentan ampliamente según la profundidad de la llave de cortante. Estas fórmulas se presentan en las figuras 1.18 y 1.19.

En el diseño es importante determinar los valores de D y L que generen el factor de seguridad deseado.

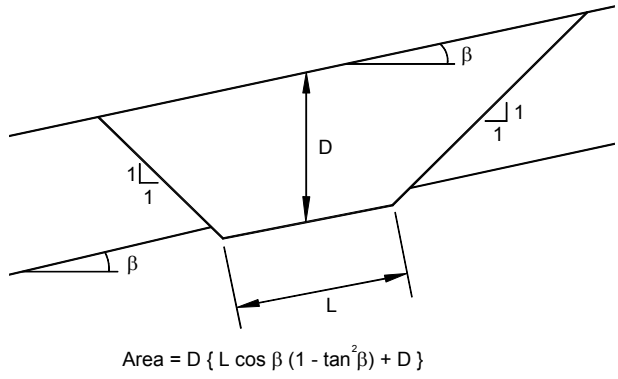
Tipos de Llave de Cortante

Las llaves de cortante pueden diseñarse de la siguiente forma:

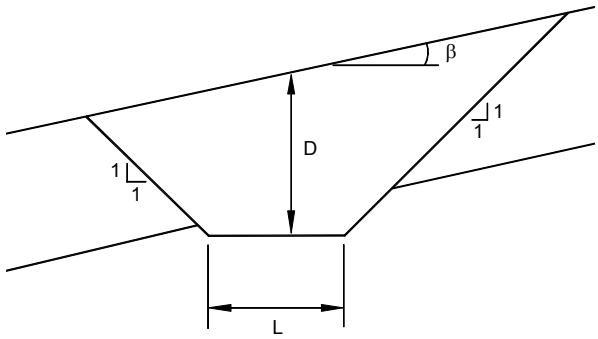
- Pedraplén o material granular por debajo de la superficie de falla y sobre esta llave, se coloca un contrapeso que puede ser de material granular o de material común. Este tipo de llave es muy eficiente, debido a que el contrapeso colabora ampliamente en el aumento de la resistencia al cortante en la llave.

- Pedraplén o material granular por debajo de la superficie de falla y reconformación con material común; en este caso, se debe garantizar que el espesor del material granular sea lo suficientemente grande para evitar que se pueda formar una superficie de falla por encima de la llave de cortante. Una práctica común es dejar solamente 50 centímetros (a un metro del suelo) sobre el relleno granular.

- Llave de cortante en concreto. La técnica consiste en excavar por debajo de la superficie de falla y construir un muro interno en concreto ciclópeo. Adicionalmente, se requiere un sistema de subdrenaje por detrás del muro ciclópeo. Esta metodología se utiliza cuando un deslizamiento de arcilla se mueve sobre un estrato de roca y el muro puede ser anclado dentro de la roca.



Figuras 1.18 Procedimiento para calcular el área de la sección de una llave de cortante para el fondo paralelo a la superficie del terreno (Cornforth, 2005).



$$\text{Area} = DL + \frac{(D - 1/2\, L \tan\beta)^2}{2\,(1 + \tan\beta)} + \frac{(D + 1/2\, L \tan\beta)^2}{2\,(1 - \tan\beta)}$$

Figura 1.19 Procedimiento para calcular el área de la sección de una llave de cortante para un fondo horizontal (Cornforth, 2005).

Recomendaciones para la Construcción de Llaves de Cortante

Para la construcción de la llave se realiza una excavación en zanja por debajo del nivel del terraplén y ésta se rellena con roca o materiales compactos muy competentes. En su construcción debe tenerse cuidado de no producir un deslizamiento con la excavación.

La excavación debe realizarse en tramos cortos y con medidas de entibado. Es recomendable la construcción de las llaves de cortante en temporadas secas o en su defecto, abatir los niveles freáticos previamente a la excavación.

Cornforth (2005), recomienda el siguiente procedimiento para la construcción de las llaves de cortante:

- Construir vías de acceso a la obra, por ambos lados de la zanja diseñada.
- Si se específica, colocar los pozos de bombeo de agua para bajar los niveles freáticos.
- Remoción de árboles y descapote del suelo orgánico.
- Cortar una excavación de no mayor de 10 metros de longitud y a la profundidad del diseño con taludes temporales 1H:1V, en ambos lados de la excavación.
- Colocar un geotextil de filtro en todo el perímetro de la excavación parcial de acuerdo con el diseño.
- Colocar la tubería de drenaje en la parte inferior de la trinchera y construir el sistema de desagüe paralelamente con los cortes.
- Colocar el material granular hasta el nivel de diseño en el área excavada.
- Excavar un nuevo tramo máximo de 10 metros de longitud y proceder de igual forma, al colocar el geotextil, la tubería y el material granular.

A medida que se coloca el material, se debe ir retirando el suelo excavado. La compactación se debe hacer en capas, máximo de 30 centímetros de espesor. Debe hacerse énfasis en que la compactación es un factor muy importante para la resistencia adecuada al cortante del relleno granular en la llave.

Excavación y Reemplazo

Excavar el suelo suelto o removido y remplazarlo por un material granular resistente, es una técnica de remediación muy sencilla. El sistema consiste en retirar el suelo a una profundidad superior a la de la superficie de falla y remplazarlo por un material de mejor calidad, similar a una llave de cortante.

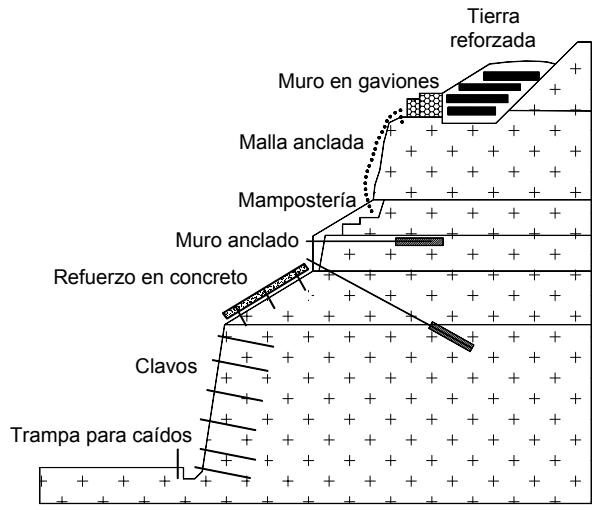


Figura 1.20 Sistemas de contención.

Esta técnica puede completarse con un sistema de compactación profundo como la vibro compactación y de esta forma, se densifican no solamente los materiales colocados, sino los que se mantienen en el sitio.

ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

Las estructuras de contención de tierras tienen por objeto la colocación de fuerzas adicionales que resistan el movimiento (Tabla 1.8). El objetivo es colocar fuerzas externas que aumenten las fuerzas resistentes, sin disminuir las actuantes (Figura 1. 20).

Las estructuras de contención pueden ser masivas, en las cuales el peso de la estructura es un factor importante (Figura 1.21) o pueden consistir en estructuras ancladas, en las cuales la fuerza se transmite al suelo profundo por medio de un cable o varilla de acero.

Cada tipo de estructura tiene un sistema diferente de trabajo y se deben diseñar de acuerdo con su comportamiento particular. En el capítulo 3, se explica el comportamiento y el diseño de las estructuras de contención para estabilizar los deslizamientos. Entre los sistemas de contención para la remediación de deslizamientos, se encuentran los siguientes:

Estructuras de gravedad

Son muros que trabajan como un peso o contrafuerte en la parte inferior de un movimiento. Entre los tipos de muro de gravedad se encuentran los muros en concreto simple, concreto ciclópeo, gaviones, criba, mampostería, enrocado y muros MSE.

El peso es un factor determinante en este tipo de estructura. Los muros de gravedad son rígidos a flexibles de acuerdo con el tipo de material utilizado para su construcción y son muy eficientes, para estabilizar los deslizamientos poco profundos se pueden requerir estructuras de gran magnitud.

Muros en Voladizo

Son estructuras en concreto armado, esbeltas, con contrafuertes o estribos, en las cuales adicionalmente al peso del concreto, se coloca un relleno de suelo sobre la cimentación del muro. Esto aumenta el peso del sistema muro-suelo y existe además, la posibilidad de colocar llaves o espolones por debajo de la cimentación para mejorar las condiciones de estabilidad de la estructura.

Estructuras ancladas

Estas estructuras consisten en la perforación de inclusiones de acero dentro del suelo, las cuales comúnmente se inyectan para formar bulbos de anclaje (Anclajes postensionados) o se cementan en toda su longitud (Anclajes pasivos). Generalmente, se complementan con una pantalla o muro sobre la superficie del terreno en el cual se apoyan las anclas. (En los capítulos 4 y 5 se detallan los procedimientos de diseño).

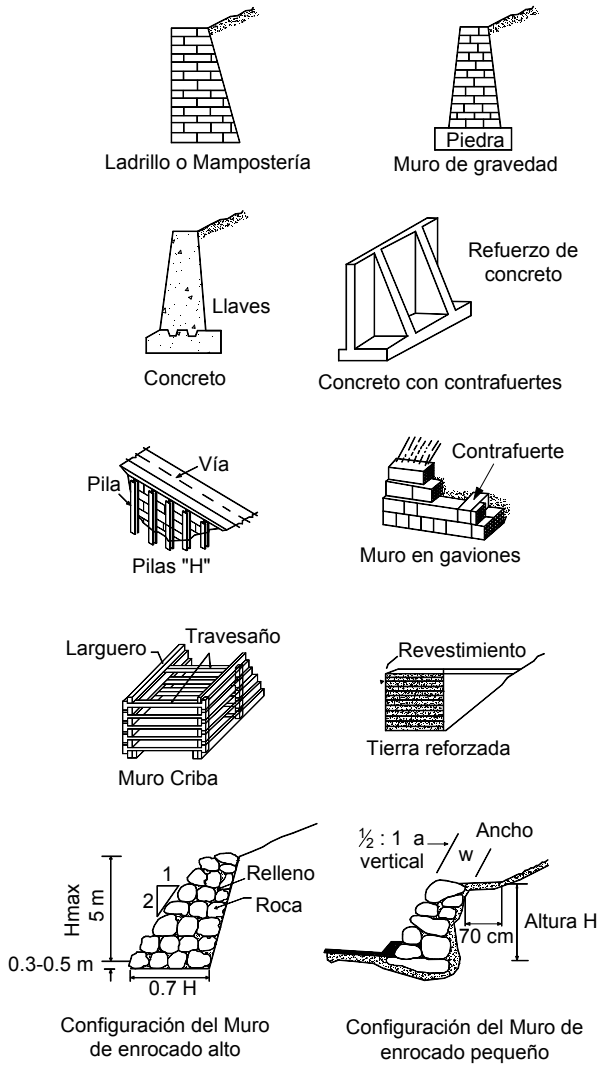


Figura 1.21 Estructuras de contención para la estabilización de los deslizamientos.

Tabla 1.8 Métodos de estructuras de contención.

Método	Ventajas	Desventajas
Muros en bloques de roca	Efectivos en los deslizamientos no muy grandes, especialmente en los rotacionales que actúan como contrapeso. Son flexibles y permeables.	Se requiere una cimentación competente para colocar el relleno del enrocado. Se necesitan grandes volúmenes de roca.
Muros en Gaviones	Son flexibles y se acomodan a los movimientos. Son permeables.	Actúan por gravedad y comúnmente se requiere que tengan un gran volumen.
Muros MSE (Tierra con refuerzo)	Utilizan el suelo del sitio. El refuerzo ayuda a la estabilidad interna.	Son muy vulnerables a los movimientos. Requieren de un sistema de drenaje.
Muros de concreto	Poseen buena resistencia interna. Útiles para estabilizar movimientos relativamente pequeños. Son rígidos.	Se necesita una buena calidad de cimentación. Son poco efectivos en los taludes de gran altura.
Pilas, Pilotes o tablestacas	No requieren gran espacio. Se pueden cimentar a gran profundidad. Son efectivos en movimientos poco profundos. Su construcción es rápida. (Figura 1.22)	No son efectivos en los deslizamientos profundos o cuando aparece la roca o el suelo muy duro debajo de la superficie de falla. Poco efectivos en los deslizamientos rotacionales.
Anclajes o pernos	Efectivos en la roca, especialmente, cuando es estratificada.	Se requieren equipos especiales y que son costosos, por lo general.
Pantallas ancladas o claveteadas	Útiles como estructuras de contención de masas, de tamaño pequeño a mediano. Son muy efectivas cuando hay roca para el anclaje.	Existen algunas incertidumbres sobre su efectividad cuando hay aguas subterráneas. Generalmente son costosas.

Estructuras enterradas

Son estructuras compuestas por tablestacas, pilas o pilotes, las cuales se profundizan por debajo de la superficie de falla. De esta forma, aumentan la resistencia al cortante sobre la superficie del deslizamiento y transmiten cargas a los materiales profundos más competentes. (En el capítulo 7 se detallan los procedimientos de diseño).

La escogencia de la estructura de contención a utilizar para remediar un deslizamiento, es una de las decisiones más importantes en el diseño. Después de escogido el tipo de estructura, se requiere diseñar los diversos elementos que la constituyen.

Las estructuras de contención deben complementarse con sistemas de subdrenaje para disminuir las presiones sobre las paredes y para abatir los niveles de agua en el suelo detrás de los muros. Para escoger el tipo de estructura se deben tener en cuenta, entre otros, los siguientes factores:

- Comportamiento de la estructura
- Disponibilidad de materiales para su construcción
- Costos

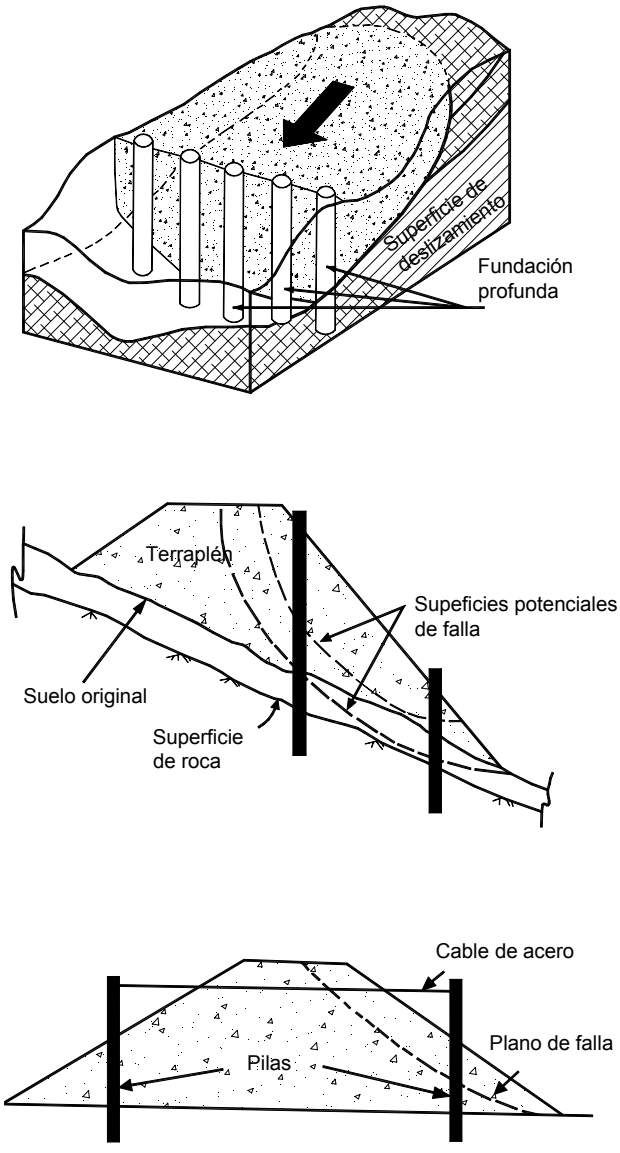


Figura 1.22 Esquemas de estabilización utilizando pilotes.

Estructuras de Anclaje o Refuerzo

Las estructuras de anclaje o refuerzo incluyen cables o varillas que se colocan dentro del suelo para reforzarlo o para transmitir cargas a los suelos o rocas a profundidad (Fotografía 1.3). En este tipo de estructura están incluidos los pernos, los muros anclados, los nails y los micropilotes (Figura 1.23 y tabla 1.9). Las estructuras de anclaje pueden ser postensionadas ("tiebacks") o pasivas (clavos o "nails"). De acuerdo con las características del talud y las necesidades de comportamiento, se escoge el tipo de anclaje más eficiente para el caso específico.

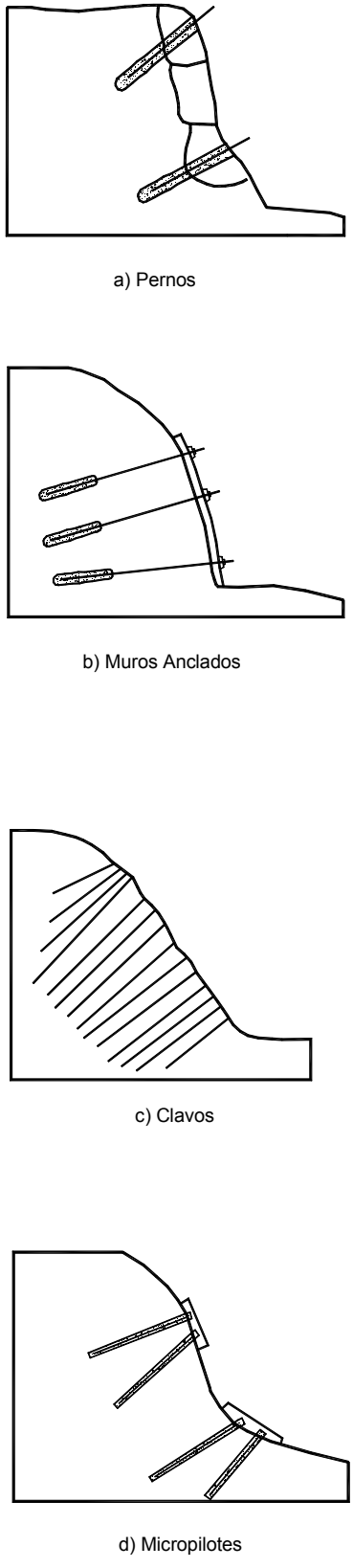


Figura 1 .23 Esquema de las estructuras ancladas.

Tabla 1.9 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de estructura anclada.

Estructura	Ventajas	Desventajas
Anclajes y pernos individuales	Refuerzos que sostienen los bloques de roca. Permiten la estabilización de los bloques individuales o puntos específicos dentro de un macizo de roca. (Figura 1.24).	Pueden sufrir corrosión. Se requiere rigidez del macizo rocoso.
Muros anclados	Estructuras de concreto ancladas al talud. Se pueden construir en forma progresiva de arriba hacia abajo, a medida que se avanza con el proceso de excavación. Permiten excavar junto a edificios o estructuras. Permiten alturas considerables. (Figura 1.25).	Los elementos de refuerzo pueden sufrir corrosión en ambientes ácidos. Se puede necesitar un mantenimiento permanente (tensionamiento). Con frecuencia, se roban las tuercas y los elementos de anclaje. Para su construcción, se puede requerir el permiso del vecino. Su construcción es muy costosa.
Clavos (Nails)	Inclusiones o refuerzos cementados en toda su longitud. Muy eficientes como elemento de refuerzo en los materiales fracturados o sueltos. (Figura 1.26).	Generalmente, hay que emplear una gran cantidad de nails para estabilizar un talud específico, lo cual los hace costosos. No funcionan muy bien en suelos sueltos.
Micropilotes	Inclusiones de refuerzo inyectadas con lechada a presión. Refuerzan el suelo e inyectan los poros para mejorar la resistencia del material del talud.	Su efecto específico es difícil de predecir. No son muy eficientes en suelos arcillosos.

Fotografía 1.3 Estructura con elementos individuales de concreto armado como apoyo de las anclas pretensadas.

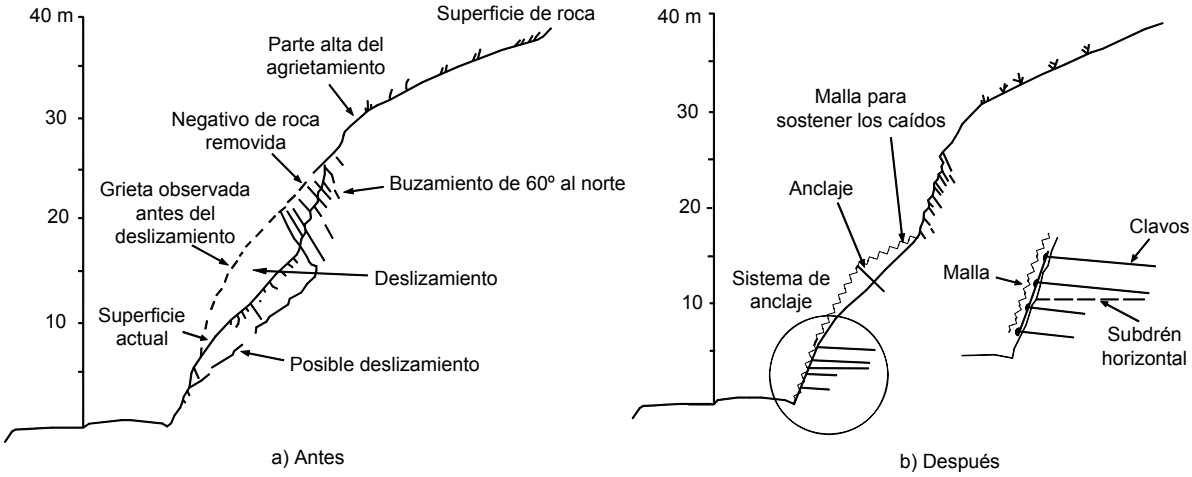


Figura 1.24 Conformación del talud con pernos, para remediar un deslizamiento de un talud en roca, (a) Antes (b) Después.

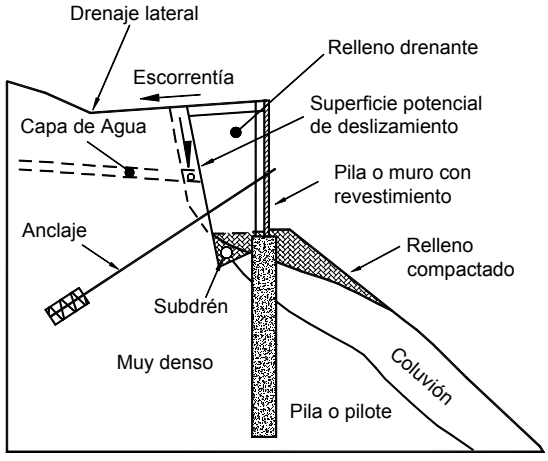


Figura 1.25 Esquema de estabilización con una pantalla anclada sobre pilas de concreto armado.

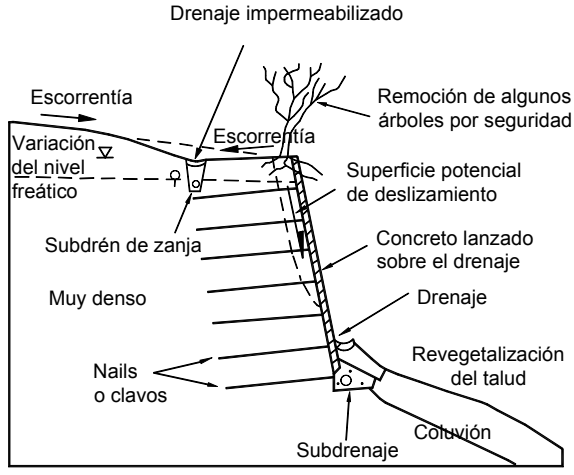


Figura 1.26 Esquema de estabilización con clavos (“nails”) o inclusiones de refuerzo en el suelo.

DRENAJE Y SUBDRENAJE

Unas de las técnicas más efectivas para la estabilización de laderas y taludes es el control de las aguas superficiales y subterráneas (Figura 1.27 y tabla 1.10). Su objetivo es controlar el agua y sus efectos, disminuyendo las fuerzas que producen el movimiento y/o aumentando las fuerzas resistentes. El drenaje y el subdrenaje generalmente son poco costosos y muy efectivos como medidas de prevención de los movimientos.

Las obras de drenaje son un buen complemento de otros sistemas de estabilización. Su diseño y construcción son sencillos. En el capítulo 2, se explican en detalle, las tecnologías de drenaje y subdrenaje, aplicadas a la estabilización de los deslizamientos de tierra.

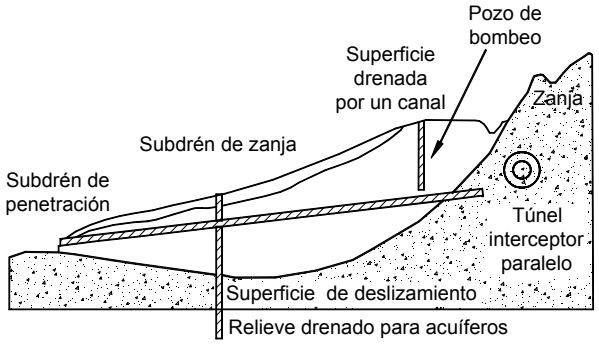


Figura 1.27 Sistemas de subdrenaje

MEJORAMIENTO DE LA RESISTENCIA DEL SUELO

Las técnicas de mejoramiento de la resistencia del suelo incluyen procesos físicos y químicos que aumentan la cohesión y/o la fricción del suelo modificado o de la mezcla suelo-producto estabilizante (Tabla 1.11).

Las obras pueden ser definitivas o pueden ser temporales de acuerdo al método utilizado.

Inyecciones

Se han intentado varios esquemas de inyección de diversos productos para el mejoramiento de la calidad del suelo en deslizamientos. Las inyecciones de diversos productos químicos tienen por objetivo mejorar la resistencia o reducir la permeabilidad de macizos rocosos y en ocasiones de suelos permeables.

Tabla 1.10 Métodos de drenaje y subdrenaje.

Método	Ventajas	Desventajas
Canales superficiales para el control de escorrentía	Se recomienda construirlos como obra complementaria en la mayoría de los casos. Generalmente, las zanjas se construyen arriba de la corona del talud.	Se deben construir estructuras para la entrega de las aguas y la disipación de energía.
Subdrenes de zanja	Muy efectivos para estabilizar deslizamientos poco profundos, en suelos saturados subsuperficialmente (Figura 1.28).	Poco efectivos para estabilizar los deslizamientos profundos o los deslizamientos con nivel freático profundo.
Subdrenes horizontales de penetración	Muy efectivos para interceptar y controlar las aguas subterráneas relativamente profundas (Figura 1.29).	Se requieren equipos especiales de perforación y su costo puede ser alto.
Galerías o túneles de subdrenaje	Efectivos para estabilizar los deslizamientos profundos en las formaciones con permeabilidad significativa y aguas subterráneas.	Muy costosos y complejos de construir.
Pozos profundos de subdrenaje	Útiles en los deslizamientos profundos con aguas subterráneas. Efectivos para las excavaciones no permanentes.	Su uso es limitado debido a la necesidad de operación y mantenimiento permanente.

Tabla 1.11 Métodos para mejorar la resistencia del suelo.

Método	Ventajas	Desventajas
Inyecciones de cemento, cal o químicos	Endurecen el suelo y pueden cementar la superficie de falla.	La disminución de permeabilidad puede ser un efecto negativo.
Magmaficación	Convierte el suelo en roca al utilizar rayos especiales desarrollados por la industria espacial.	Su utilización en la actualidad, es solamente para uso experimental.
Congelación	Endurece el suelo al congelarlo.	Efectos no permanentes.
Electro-ósmosis	Reduce el contenido de agua.	Utilización para estabilización no permanente.
Explosivos	Fragmentan la superficie de falla.	Su efecto es limitado y puede tener efectos negativos.
Compactación profunda o columnas de piedra	Se puede mejorar el suelo en la zona de la superficie de falla. Los equipos alcanzan grandes profundidades.	Los equipos de compactación profunda son costosos. En el proceso se pueden generar presiones de poros.

Las inyecciones pueden ser de materiales cementantes, tales como el cemento y la cal o de productos químicos tales como silicatos, ligninos, resinas, acrylamidas y uretanos. Generalmente, las inyecciones de cemento o de cal se utilizan en los suelos gruesos o en fisuras abiertas y los productos químicos, en materiales menos permeables.

Inyectabilidad de los materiales

Antes de decidir sobre la utilización de una inyección, debe investigarse que el material realmente pueda penetrar dentro de los vacíos o fisuras (Figuras 1.30 y 1.31). La penetrabilidad de las inyecciones químicas depende de su viscosidad, presión de inyección y período de inyección, así como la permeabilidad del suelo inyectado (Bodocsi y Bourers, 1991).

La relación de inyectabilidad se ha definido como:

$$N = \frac{D_{15(suelo)}}{D_{85(inyección)}}$$

Esta relación debe ser mayor de 25 para garantizar que la inyección penetre la formación exitosamente. Si la relación de inyectabilidad es menor de 11, no es posible realizar el trabajo de inyección. Generalmente, los suelos con materiales de más del 20% de finos, no son inyectables incluso por productos químicos.

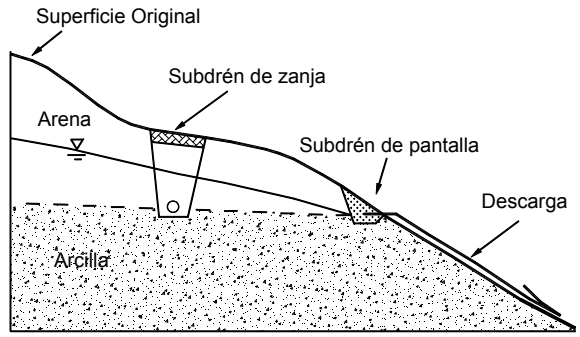


Figura 1.28 Esquema de un subdrén interceptor y un dren en el afloramiento.

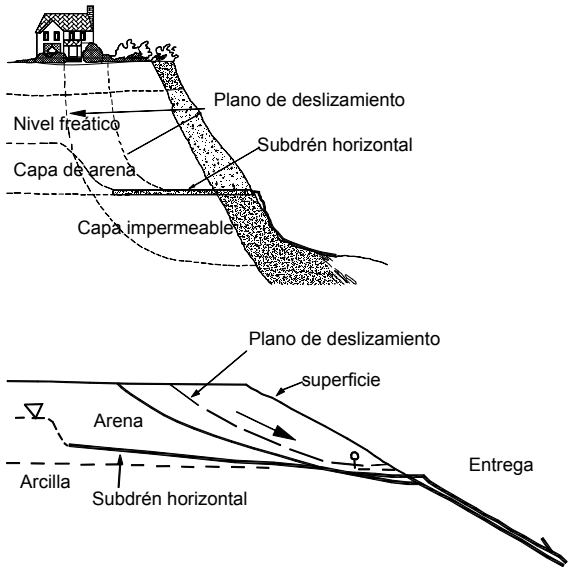


Figura 1.29 Subdrenes de penetración.

Las inyecciones de cemento

Las inyecciones más utilizadas son las de cemento, ya sea en forma de inyección o colocándolo en las perforaciones sobre la superficie de falla. El efecto de la inyección es desplazar el agua de los poros y fisuras y de esta forma, producir una disminución de la humedad, así como cementar los poros de fisuras. Lo que produce el cemento es un proceso de cementación y relleno de los vacíos del suelo o roca y de las discontinuidades de mayor abertura, con lo cual aumenta la resistencia del conjunto y se controlan los flujos internos de agua.

El mortero de inyección se endurece y crea un esqueleto alrededor de los elementos del suelo o roca. Los procesos de inyecciones se realizan en varias etapas, iniciando por una inyección de la zona general y terminando con el relleno de sitios específicos. La presión de la inyección debe ser mayor que el producido por el sobrepeso del suelo y del agua, para permitir la penetración dentro de las fisuras y a lo largo de una superficie de falla activa.

Se hacer una hilera de perforaciones hasta más abajo de la superficie de falla, las cuales se utilizan como ductos para la inyección. El espaciamiento entre los huecos de inyección varía de 3 a 5 metros. La operación de inyección debe iniciarse en la hilera inferior, con el objeto de mejorar el apoyo en el pie de la falla y de esta forma, evitar movimientos durante el proceso de inyección.

Se debe tener en cuenta que la presión de poros puede aumentar por efecto del proceso de inyección, lo cual puede agravar los problemas de movimiento en los taludes. La presión de poros aumenta cuando se bloquean los caminos de corriente de agua y se debe tener especial cuidado al diseñar el sistema de inyección, de colocar un sistema de subdrenaje como complemento (Subdrenes de penetración).

Se han utilizado relaciones agua-cemento desde 0.5:1 hasta 10:1, dependiendo del tamaño de los vacíos. Sin embargo, el rango usual varía de 0.8:1 a 5:1. El tiempo de fraguado de la inyección de cemento aumenta con la relación agua-cemento; generalmente los tiempos varían entre 4 y 15 horas y para relaciones agua-cemento, mayores de 10. A veces nunca se produce el fraguado.

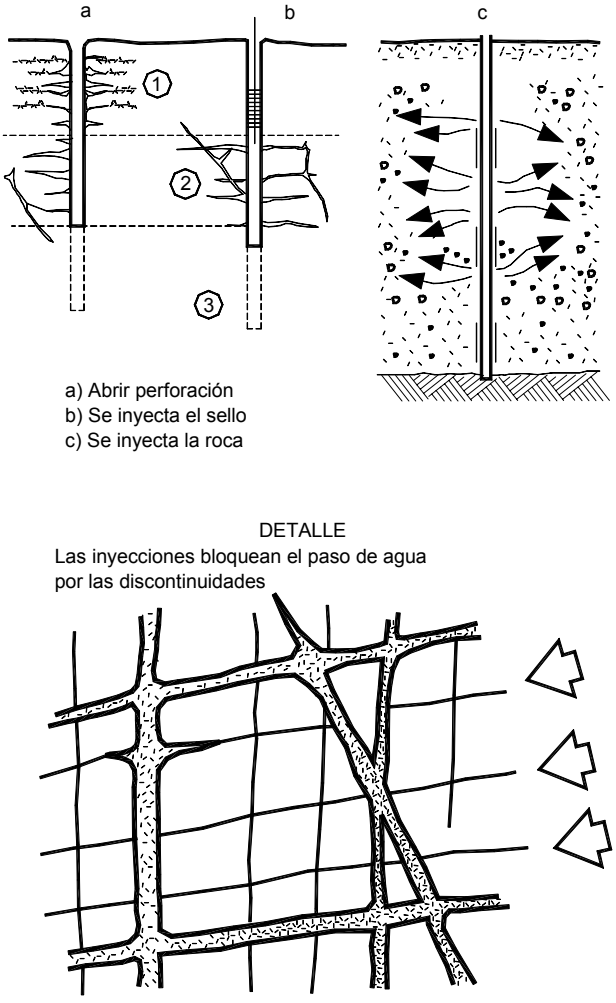


Figura 1.30 Inyecciones para la estabilización de taludes.

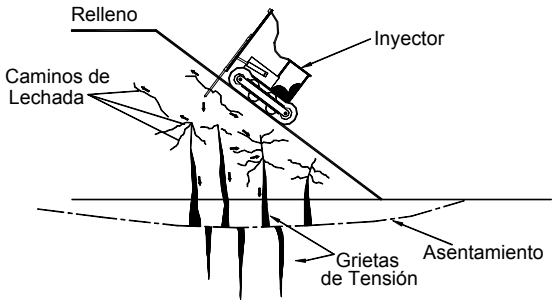


Figura 1.31 Inyección de terraplenes para rellenar y cementar grietas internas.

Con frecuencia, se le agregan otros productos al cemento para mejorar el resultado de la inyección, tales como aceleradores, retardadores, coloides para minimizar la segregación, materiales expansores, tomas reducidoras de agua, etc. En ocasiones, el cemento se mezcla con arena, arcilla o ceniza como llenantes, con el objetivo de disminuir el costo de la inyección.

En los suelos residuales, ha tenido éxito la inyección de cemento de zonas permeables en el límite inferior del perfil de meteorización. Chummar reporta la estabilización de un deslizamiento en suelo residual de areniscas en la India, empleando inyecciones de lechada de cemento en perforaciones de 3 a 4 centímetros de diámetro con espaciamientos de 10 metros.

Inyecciones de cal

En años recientes, se han usado técnicas de inyección de lechada de cal dentro del suelo (Boynton y Blacklock). La lechada de las zonas fracturadas o juntas y otras superficies de debilidad, fue inyectada utilizando tubos de 4 centímetros de diámetro con puntas perforadas (Rogers, 1991).

La inyección es colocada al rechazo, con intervalos entre 30 y 45 centímetros, y con presiones típicas entre 350 y 1300 Kpa. Así, se pueden tratar profundidades de más de 40 metros. Algunas veces, se ha utilizado la inyección de cal mezclada con ceniza.

Capas o Columnas de Cal

Existe el método de estabilizar terraplenes de arcilla con capas de cal viva (CaO). El proceso de esta mezcla consiste en hacer reaccionar la cal con la arcilla, para producir Silicato de Calcio, el cual es un compuesto muy duro y resistente. Otro sistema es el de colocar columnas de cal, previa construcción de una perforación vertical (Figuras 1.32 y 1.33).

El efecto de las columnas de cal es un aumento en la cohesión promedio a lo largo de una superficie de falla activa o potencial.

$$C_{prom} = C_{suelo}(1 - a_r) + \frac{C_{cal}}{a_r}$$

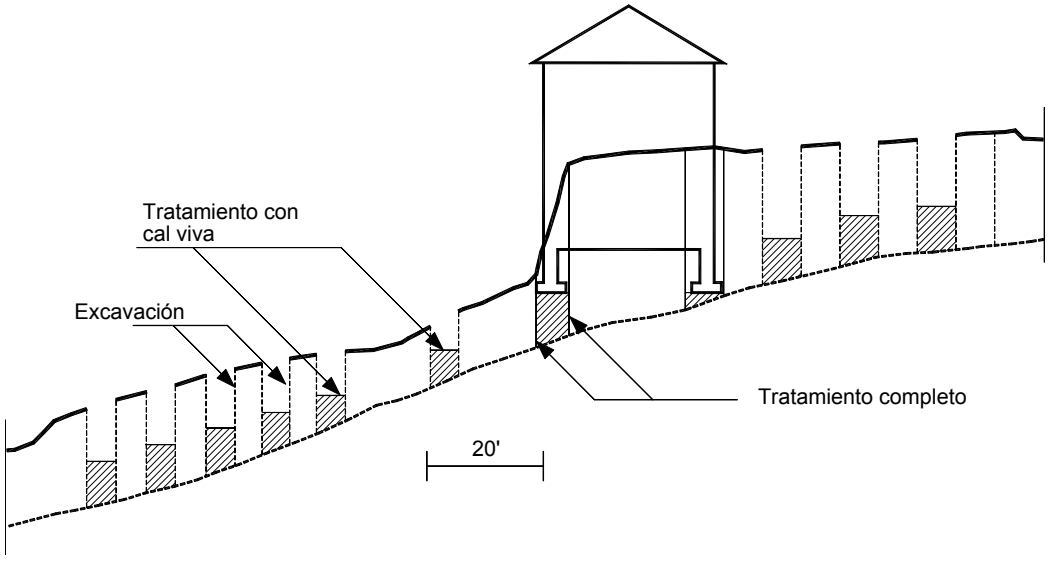


Figura 1.32 Sistema de columnas de cal.

Donde:
C = Cohesión.
$a_r = \pi D^2/4S^2$
D = Diámetro de la columna.
S = Separación entre columnas.

Broms (1991) recomienda utilizar factores de seguridad mayores a 1.3 siempre que se diseñen columnas de cal.

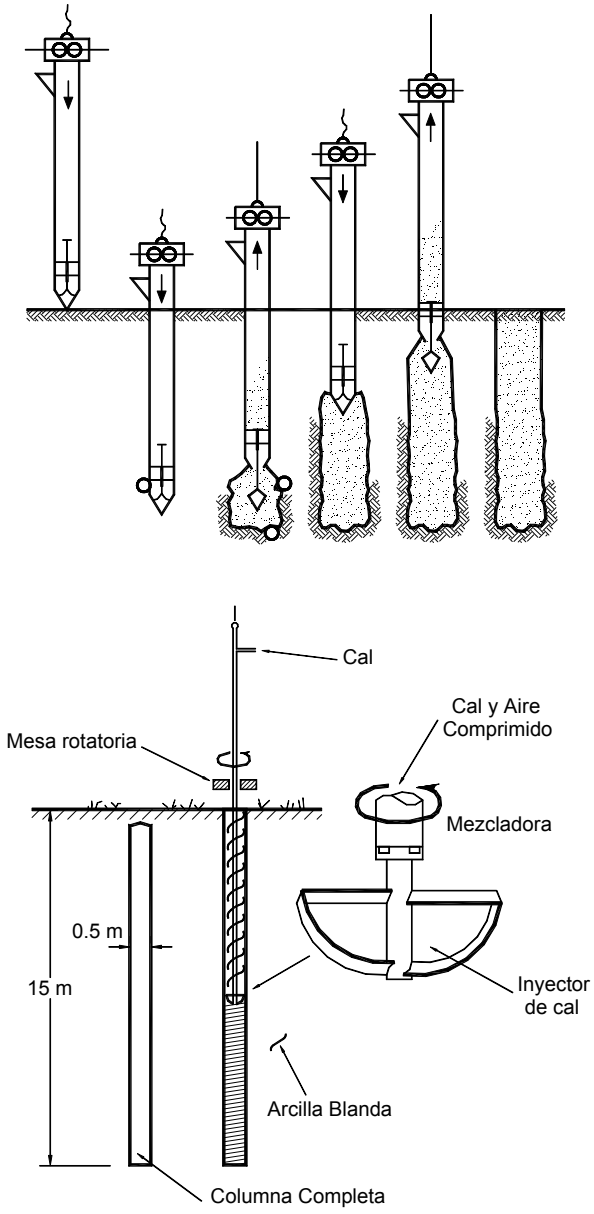


Figura 1.33 Construcción de columnas de cal.

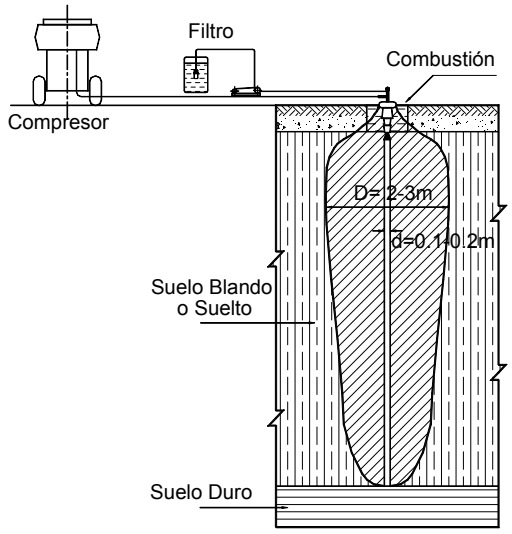


Figura 1.34 Esquema del método de tratamiento térmico.

Una limitación al uso de la cal es que la estabilización con cal no es efectiva en los suelos granulares. Otra desventaja de este método es que deben dejarse al menos 80 días, antes de que se consideren estabilizadas las columnas de cal.

Calcinación o Tratamiento Térmico

Consiste en tratamientos, con altas temperaturas, que calcinan el suelo. Básicamente, la estabilización térmica consiste en pasar gases a temperaturas cercanas a los 1000 ºC por ductos o huecos dentro del suelo (Figura 1.34), el cual se endurece, debido a que a ocurren cambios en la estructura cristalina de los minerales de arcilla, especialmente la pérdida de elementos OH, cuando se dan temperaturas superiores a los 400 ºC.

Estos cambios son irreversibles y producen modificaciones sustanciales en las propiedades físicas de los suelos. Debe tenerse en cuenta que la temperatura no sube por encima de 100ºC hasta que se ha evaporado totalmente el agua dentro del suelo.

Por la anterior razón, no es económico estabilizar suelos saturados utilizando el sistema de calcinación.

Una de las propiedades que más se afecta es el índice plástico, el cual disminuye drásticamente. De igual modo, disminuye la capacidad de absorción de agua, la expansividad y la compresibilidad.

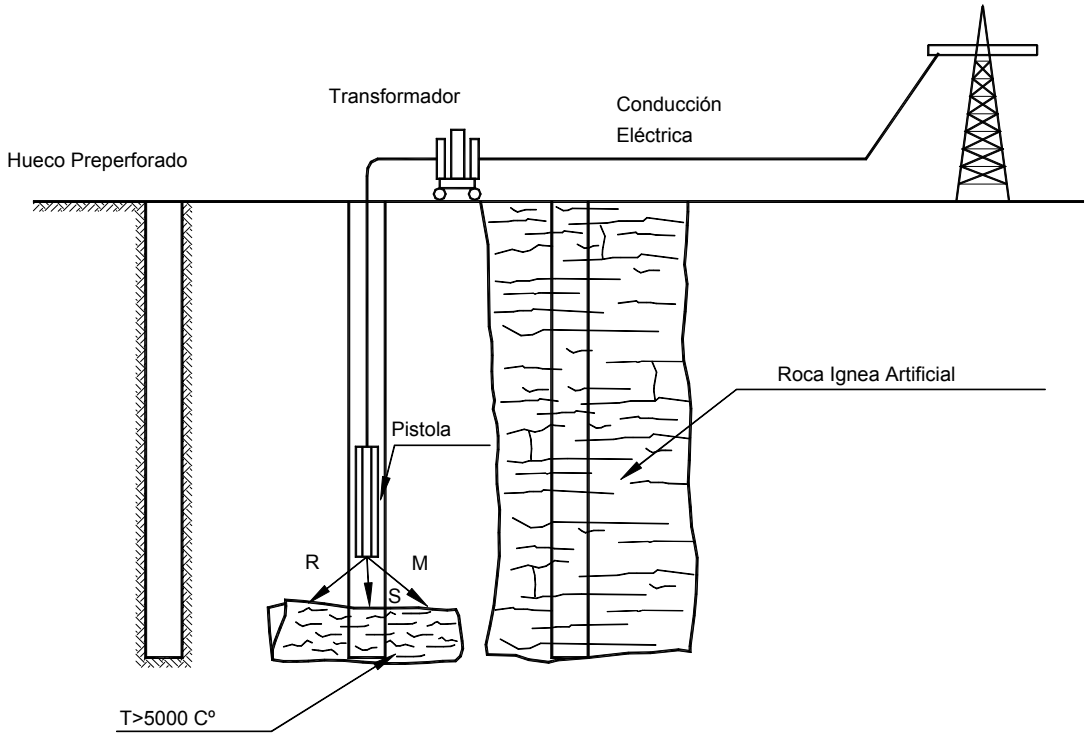


Figura 1.35 Proceso de magmaficación.

Se han realizado tratamientos de este tipo a profundidades hasta de 20 metros (Bell, 1993). La distribución de temperatura depende de la porosidad del suelo, el contenido de agua, la presión de poros y la temperatura de los gases inyectados.

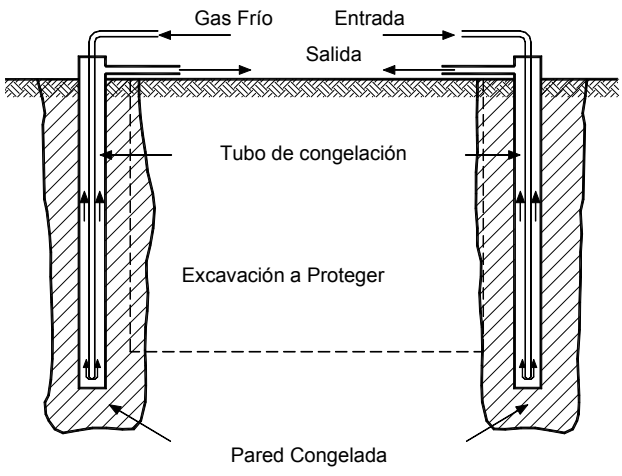


Figura 1.36 Diagrama de procedimientos de congelación del suelo.

Magmaficación

El proceso de magmaficación consiste en fundir el suelo a temperaturas de cristalización de más de 5.000°C, de forma que se produce un magma artificial, el cual se enfría y cristaliza posteriormente, para convertirse en roca (Figura 1.35).

Este procedimiento ha sido desarrollado por la NASA. El proceso incluye dos etapas así:

- Perforación de huecos verticales de varias pulgadas de diámetro en el suelo.
- Introducción y retiro de la perforación, de un cilindro o pistola magmaficadora accionada por corriente eléctrica, la cual convierte en magma el suelo en un radio de un metro de distancia del hueco, aproximadamente.

La pistola magmaficadora utiliza tres rayos similares a los rayos laser, los cuales al entrelazarse, producen las temperaturas suficientes para convertir el suelo en magma. Al enfriarse, se forma una serie de columnas de roca que estabilizan el talud.

Congelación del Suelo

La congelación del suelo consiste en disminuir la temperatura del terreno de modo que el agua se convierte en hielo, lo cual equivale a que se aumenta la resistencia del material (Figura 1.36). Generalmente, la congelación se emplea en excavaciones en suelos blandos saturados.

El suelo congelado conforma una especie de pared provisional que permite la excavación. La congelación depende de las características geológicas e hidrológicas del sitio así como los tipos de suelo presentes, sus propiedades térmicas y contenido de aguas.

La estabilización de taludes empleando la congelación, comúnmente, consiste en la perforación de huecos a distancia de 1.0 a 1.5 metros entre centros, donde se insertan tubos concéntricos y se bombea un refrigerante. Un sistema puede consistir en el bombeo de un enfriador similar al utilizado en los equipos domésticos de congeladores, dentro del sistema de tuberías en contacto con el suelo.

Generalmente, toma de seis semanas a cuatro meses la fase activa o de congelación. Un segundo sistema consiste en inyectar nitrógeno líquido. La congelación comprende dos etapas: la fase activa en la cual el suelo se congela y la fase pasiva en la cual se requiere mantener el suelo en su estado congelado. Al congelarlo, disminuye la permeabilidad y puede presentarse aumento de las presiones de poros arriba del área congelada.

Batido y Mezclado Profundo

Consiste en la mezcla del suelo con cemento o con cal para aumentar la resistencia al cortante de una arcilla. Mediante esta técnica se pueden obtener resistencias a la compresión inconfinada de hasta 200 PSI (Cornforth, 2005). Se requiere especificar la cantidad de cemento de acuerdo con las necesidades de resistencia en la superficie de falla del deslizamiento. La técnica, aunque ha sido poco empleada se considera efectiva.

El principal inconveniente es el tamaño de los equipos, los costos de movilización y la poca movilidad en la obra. Las columnas de cal combinadas con cemento, pueden mejorar en forma significativa la resistencia al cortante. Comúnmente se utilizan relaciones cemento-cal de 1:1 a 3:1.

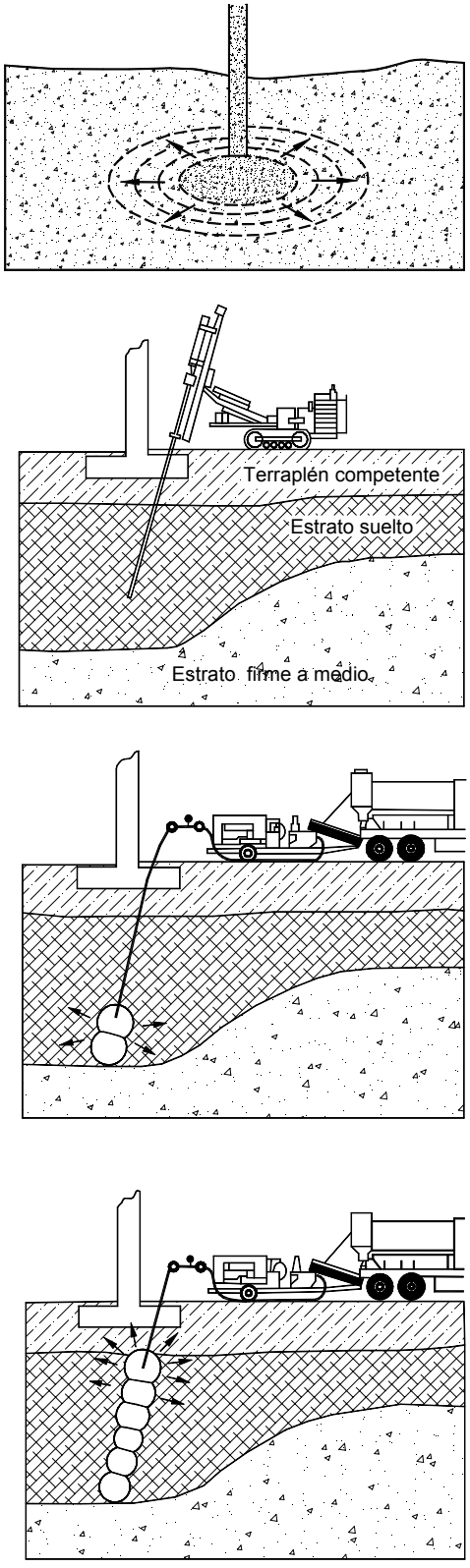


Figura 1.37 Esquema de un proceso de inyecciones de compactación (Cornforth, 2005).

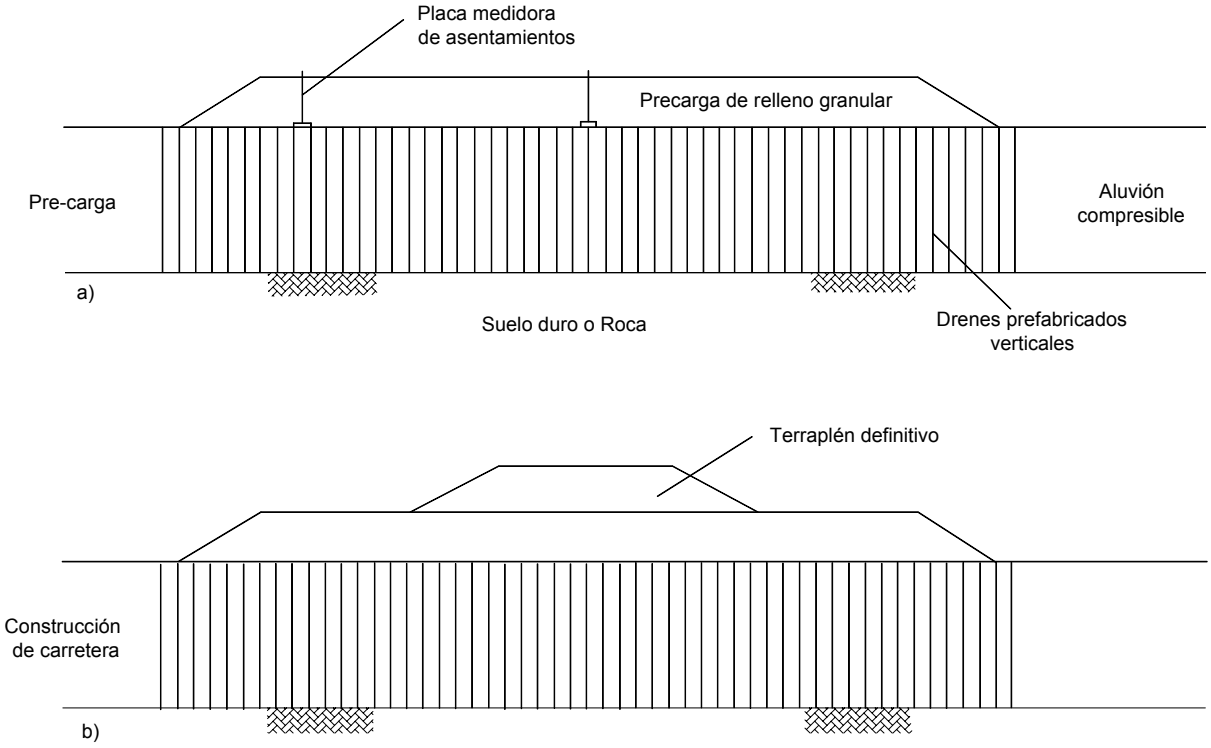


Figura 1.38 Ejemplo esquemático de un proceso de pre-consolidación para la construcción de un terraplén (Cornforth, 2005).

Inyecciones de Compactación

En las inyecciones de compactación, la inyección a presión genera un bulbo que desplaza y densifica el suelo alrededor (Figura 1.37). La perforación varía de 2 a 4 pulgadas de diámetro y los espaciamientos entre 2 y 4 metros, también varían dependiendo de los resultados que se obtengan. Generalmente, se realizan inyecciones de suelo-cemento, que incluyen arena limosa de un 25 a 30% en peso y agua, para generar un slump de 1 a 2 pulgadas. A veces, la mezcla incluye grava, cenizas, bentonita y otros materiales. Las inyecciones se realizan en etapas de abajo hacia arriba (desde el fondo de la perforación) con intervalos de un metro, aproximadamente.

Las presiones de inyección típicas varían de 650 a 750 PSI. Se hace el registro de los datos de las presiones de inyección, en volumen de toma y en ocasión el número de golpes de la bomba de inyección, el levantamiento del terreno y otras medidas. Generalmente, la inyección se deja a una determinada profundidad cuando hay rechazo a la toma. El volumen de toma depende especialmente, del tipo de suelo. Las ventajas de las inyecciones de compactación están relacionadas con la rapidez para realizar la estabilización, las profundidades que se pueden alcanzar y que el trabajo es relativamente limpio. La densificación típica varía entre 5 y 15%.

Preconsolidación

Una técnica de estabilización de taludes es incrementar la resistencia de los suelos arcillosos acelerando la consolidación, empleando un relleno de sobrecarga, algunas veces combinado con columnas de arena (Xanthakos y otros 1994).

Los suelos blandos se pueden consolidar con una precarga con el objeto de impedir la inestabilidad cuando se construya el relleno sobre él. Esta técnica es muy conocida y existe muy buena experiencia. El diseño de la precarga se realiza utilizando los criterios fundamentales de la teoría de consolidación. En la figura 1.38, se muestra un caso en el cual se colocaron subdrenes verticales, prefabricados en un material aluvial compresible y luego, una precarga de gran ancho para, finalmente, colocar el terraplén diseñado.

Compactación Profunda

La compactación o incremento de la densidad del suelo, se puede lograr a grandes profundidades, utilizando alguno de los siguientes procedimientos:

Pilotes de compactación

La compactación se obtiene por el desplazamiento del suelo al hincar un pilote, retirarlo y al mismo tiempo, rellenar el espacio desplazado con material de suelo (Figura 1.39). La separación entre pilotes depende de las condiciones de granulometría y densidad del suelo. Para el hincado se pueden emplear procedimientos de percusión o de vibración.

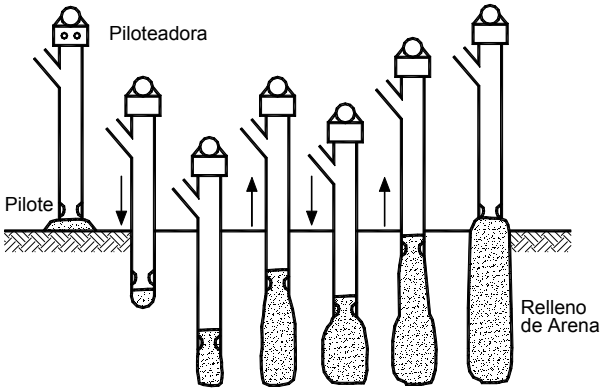


Figura 1.39 Pilotes de compactación.

Vibrocompactación profunda

La vibrocompactación (conocida antiguamente como vibroflotación) utiliza un equipo conocido con el nombre de vibroflotador, el cual se suspende de una grúa, penetra el suelo por su propio peso, un sistema de vibración y la inyección de agua, por su punta inferior.

Al penetrar, el equipo vibra con amplitudes grandes, produciendo un desplazamiento horizontal de los materiales (Figura 1.40). El espacio vacío generado por la vibración, se va rellenando con arena o grava.

El espaciamiento entre puntos de densificación depende de las características que se deseen del producto final de la compactación.

La vibroflotación es muy efectiva en arenas y limos granulares. La efectividad se reduce de manera substancial, si los materiales tienen más de 10% de pasantes del tamiz No. ASTM 200. El torpedo vibrocompactador tiene un tubo hueco con un peso excéntrico dentro, que gira y produce fuerzas vibratorias y de impacto laterales (Figura 1.41).

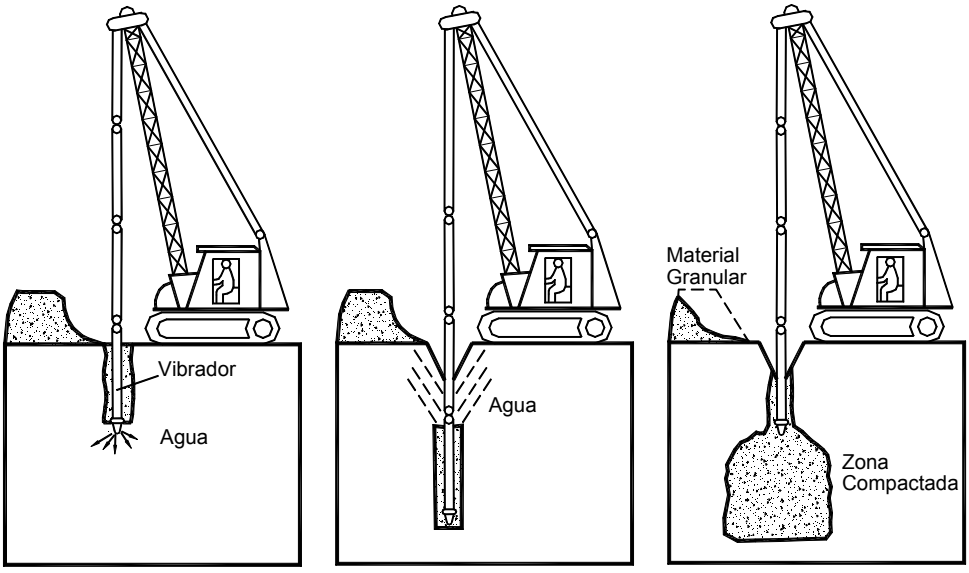


Figura 1.40 Proceso de vibrocompactación.

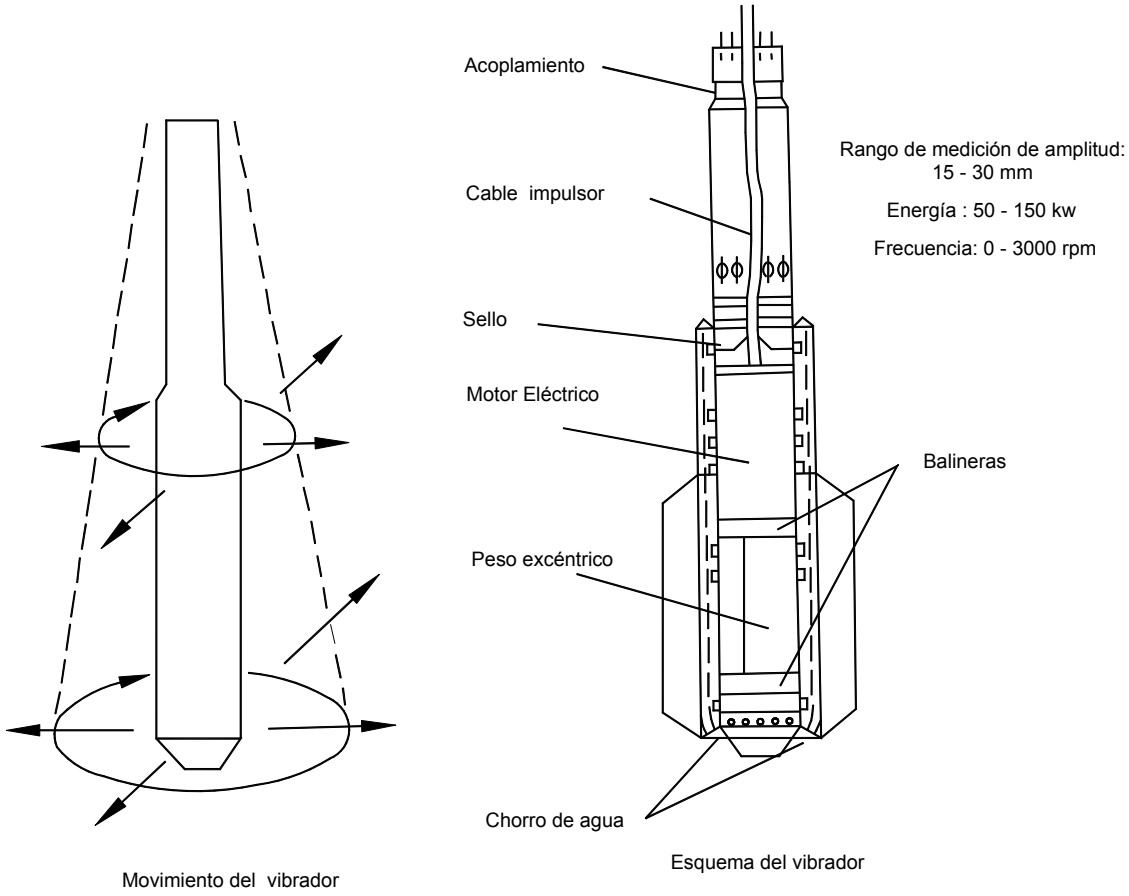


Figura 1.41 Esquema general del torpedo de un vibrocompactador (Cornforth, 2005).

El espaciamiento entre huecos de vibroflotación varía de 1.5 a 15 metros, de acuerdo con el tipo de suelo, la fuerza del equipo y el procedimiento utilizado. La zona estabilizada se extiende entre 1.5 y 10 metros desde el vibrador, dependiendo también del equipo, el suelo y el procedimiento. La mayor preocupación con el uso de estos equipos, se refiere a los daños por vibraciones en las estructuras cercanas. Los efectos pueden ser de consideración, especialmente, cuando se encuentran equipos electrónicos delicados, cerca de la obra.

Columnas de piedra o grava

Las columnas de piedra o de grava se valen de un sistema similar al de pilotes o vibrocompactación profunda, para hacer penetrar en el suelo cantos o partículas gruesas de grava, como se indica en las figura 8.42. Las columnas de piedra se pueden utilizar para estabilizar o prevenir deslizamientos (Goughnour, 1991), debido a que las columnas actúan en dos frentes así: Aumentan la resistencia del suelo y mejoran el drenaje de aguas subterráneas.

La construcción de las columnas de piedra consiste en lo siguiente:

- Construir una excavación utilizando un vibrodesplazador.
- Colocar piedra dentro de la excavación.
- Compactar la piedra por un sistema de re-penetración de abajo hacia arriba, con el equipo vibroflotador.

Las columnas se penetran por debajo de la superficie de falla, por lo menos dos metros y en algunos casos, se recomiendan hasta cinco metros.

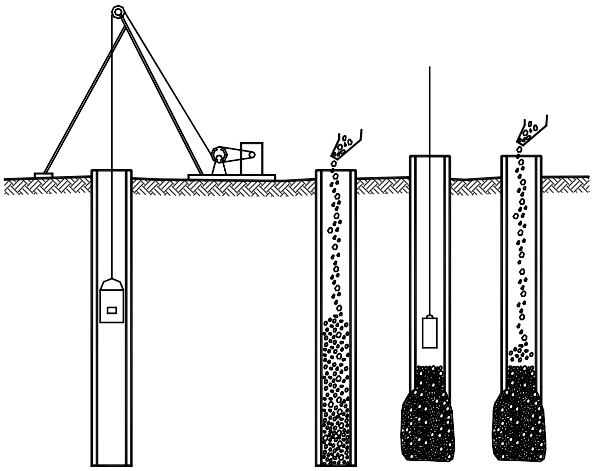


Figura 1.42 Columnas de piedra o grava utilizando un sistema de impacto.

El material que se utiliza como relleno tiene un ángulo de fricción ϕ entre 40° y 43° y se aumenta de esa forma, la resistencia a la fricción a lo largo de la superficie de falla. Este sistema es una técnica que mejora la resistencia al cortante del suelo, a lo largo de una superficie potencial de falla, ya sea reemplazando o desplazando el suelo del sitio, con una serie de columnas de piedra compactada de gran diámetro, espaciadas con intervalos cortos.

Adicionalmente, las columnas de piedra también funcionan como drenes de grava para aliviar las presiones de poros y pueden conectarse a la superficie, por medio de drenes de zanja o subdrenes de penetración.

Este diseño de columnas de piedra conjuntamente con subdrenes de penetración, está siendo utilizado con frecuencia, especialmente, en los taludes de carreteras.

En las arenas sueltas y en las gravas, las columnas de piedra disminuyen el riesgo de la licuación al densificar el suelo. Igualmente, las columnas de piedra actúan como elemento de drenaje y de refuerzo al cortante en la superficie de falla. En la figura 1.43 se muestra la construcción de columnas de piedra, mediante el uso del sistema de vibroflotación.

El tratamiento con columnas de arena se utiliza en profundidades hasta de 30 metros. Los espaciamientos típicos son de 2 a 4 metros entre centros y el diámetro de la columna terminada es de un metro, aproximadamente. La granulometría típica del material empleado se muestra en la tabla 1.12.

El análisis de la estabilización en columnas de piedra relativamente es simple al utilizar la resistencia del material como parte del análisis de las fuerzas resistentes a lo largo de la superficie de falla, según se muestra en la figura 1.44. Existen dos métodos empíricos para el diseño de columnas de piedra desarrollados por Goughnour (1991).

Los cálculos de estabilidad se desarrollan con métodos convencionales de equilibrio límite, calculando una resistencia adicional para las áreas correspondientes a las columnas de piedra.

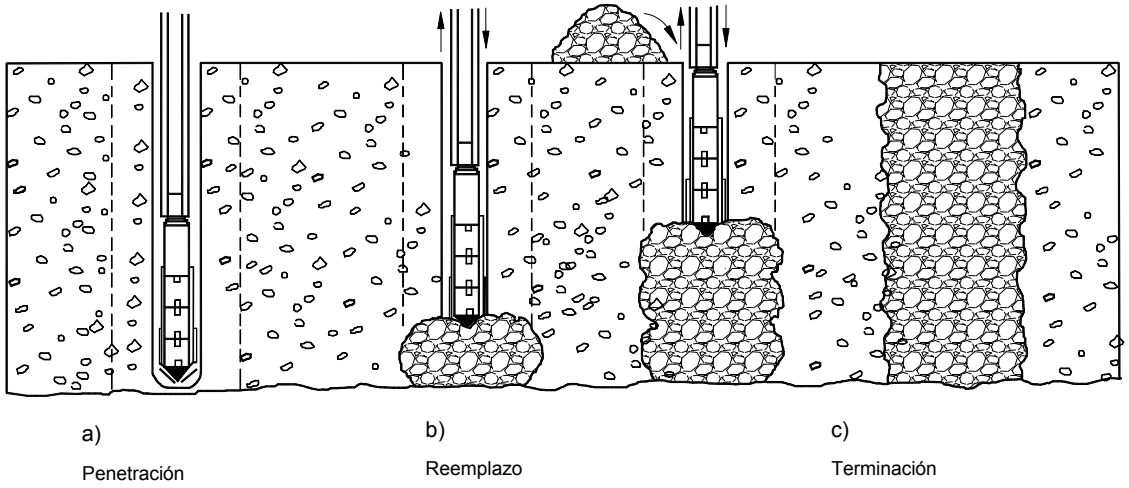


Figura 1.43 Construcción de columnas de piedra mediante el uso de un vibrocompactador (Hayward Baker, Inc.).

Se debe tener especial cuidado en el empleo de columnas de piedra en suelos sensitivos u orgánicos (Bachus y Barksdale, 1989); por otra parte, en suelos turbosos, el sistema puede generar una desestabilización de los mantos del suelo.

Tabla 1.12 Granulometría típica para columnas de piedra (Cornforth, 2005).

Tamaño	Porcentaje de Pasantes
1 ½ pulgada	100
¾ pulgada	40
No. 4	10
No. 200	0 a 5

- ***Compactación dinámica***

  El sistema de compactación dinámica consiste en dejar caer de una altura importante, un bloque pesado, metálico o de concreto (Figura 1.45). El proceso repetitivo de golpeo produce la compactación del suelo; para ello se valen de bloques cuyo peso puede variar entre 5 y 200 toneladas con alturas de caída entre 4 y 30 metros. El espaciamiento entre los centros de impacto varía de 4 a 8 metros y se requieren varios golpes en cada sitio, para obtener el resultado deseado.

  La compactación dinámica se puede utilizar en una gran cantidad de suelos desde basuras y materiales orgánicos hasta arcillas y suelos granulares gruesos. La energía que se requiere para obtener un determinado resultado, aumenta con la cantidad de finos en una relación de 1:3 de grava hasta arcilla.

  Para calcular la profundidad de influencia o de compactación, se utiliza la expresión:

$$D = \frac{1}{2}\sqrt{WH}$$

Donde:
W = Peso del bloque en toneladas
H = Altura de caída en metros
D = Profundidad de influencia en metros

Generalmente, la compactación dinámica se hace en varias etapas: En las primeras, el espaciamiento entre los sitios de golpeo es mayor que en las etapas finales.

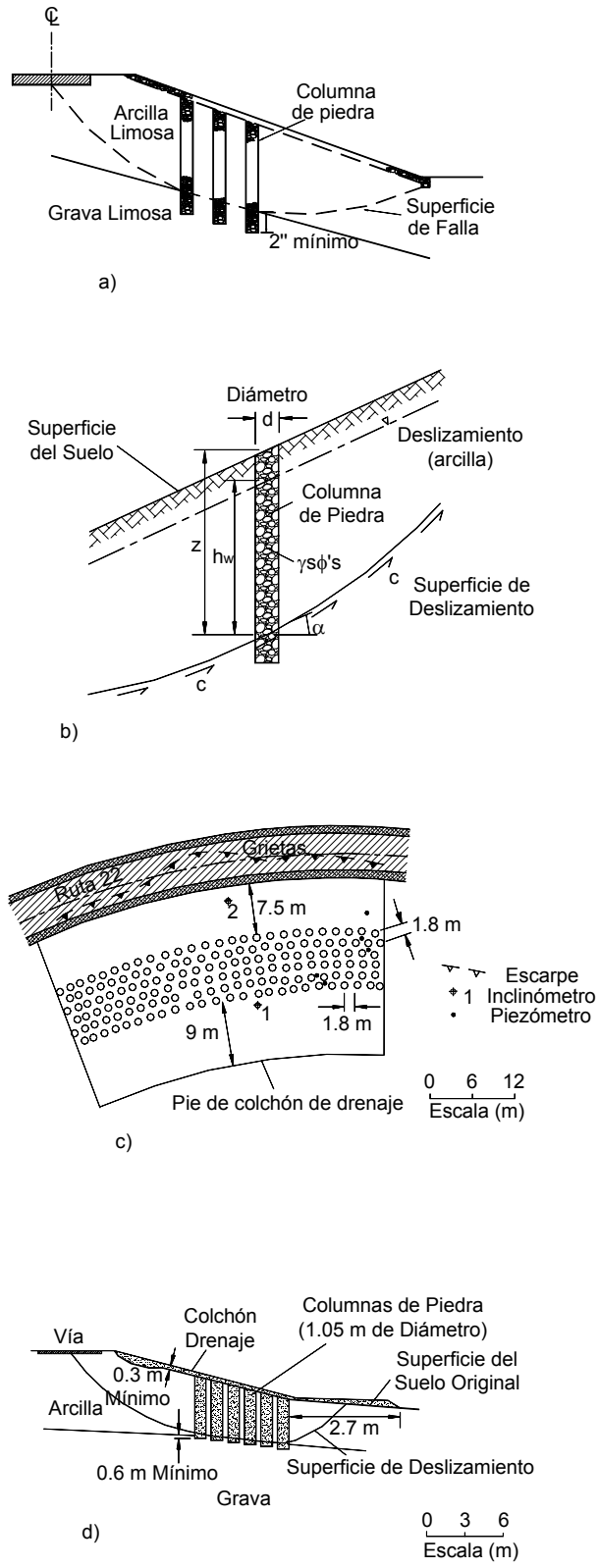


Figura 1.44 Utilización de columnas de piedra para estabilizar un deslizamiento (Modificado de Cornforth, 2005).

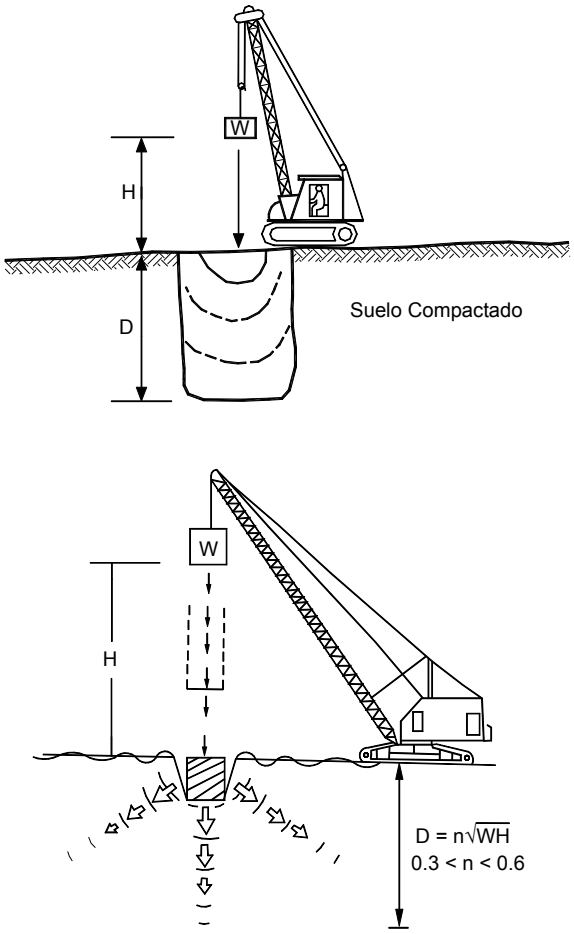


Figura 1.45 Diagrama del sistema de compactación dinámica (Modificado de Cornforth, 2005).

La técnica de la compactación dinámica es muy efectiva en suelos no cohesivos o granulares donde se disipa rápidamente la presión de poros, generada por el impacto de la compactación. De acuerdo con Welsh (1986), el mayor mejoramiento del suelo ocurre a una profundidad de 1/3 a 1/2 de la profundidad efectiva definida por la fórmula indicada anteriormente. A mayor profundidad, el mejoramiento es significativamente menor.

La compactación debe suspenderse cuando el cráter excede 1.5 veces la altura del bloque de impacto o cuando aparece el nivel freático en la superficie. Para el diseño, se requiere conocer la disponibilidad de grúas, teniendo en cuenta que por lo general, las grúas convencionales no exceden de 15 toneladas de capacidad.

Como elemento de impacto se pueden utilizar bloques de concreto o de acero. Las grillas de impacto, típicamente son cuadradas con espaciamientos entre 2 y 7 metros.

Se debe tener cuidado en la estabilización de los deslizamientos con compactación dinámica, debido a que se generan presiones de poros, las cuales pueden activar o acelerar los movimientos. Uno de los problemas más complejos del uso de la compactación dinámica son las vibraciones y el daño que éstas producen en las construcciones cercanas, especialmente en las áreas urbanas.

Las frecuencias bajas de vibración que se generan producen velocidades pico de partícula de más de 1.5 centímetros por segundo a distancias entre 30 y 50 metros del sitio de impacto.

Esto ha generado en el pasado, una gran cantidad de quejas y demandas legales. Se requiere un buen programa de monitoreo y de relaciones públicas para el empleo de esta tecnología en áreas urbanas.

La limitación principal del uso de la compactación dinámica en la remediación de deslizamientos es que la densificación disminuye con la profundidad y el método no es eficiente si la superficie de falla es profunda.

Compactación con explosivos

El uso de explosivos para compactar el material (y de esta manera estabilizar un suelo natural) se limita a los suelos granulares con menos del 20% de limos y menos del 5% de arcillas. Se utilizan cargas de explosivos relativamente pequeñas a espaciamientos entre 3 y 7.5 metros, con explosiones repetitivas (Figura 1.46).

El sistema de funcionamiento consiste en producir la licuación de los suelos en un volumen semiesférico de éstos, alrededor de cada punto de explosión y de este modo, generar compactación.

En los taludes con factores de seguridad muy bajos, la compactación con explosivos puede producir la falla del talud. El riesgo del sistema es alto cuando la susceptibilidad a la licuación es alta. El uso de explosivos para estabilizar los deslizamientos puede resultar desastroso y generalmente, existe mucha incertidumbre en el resultado.

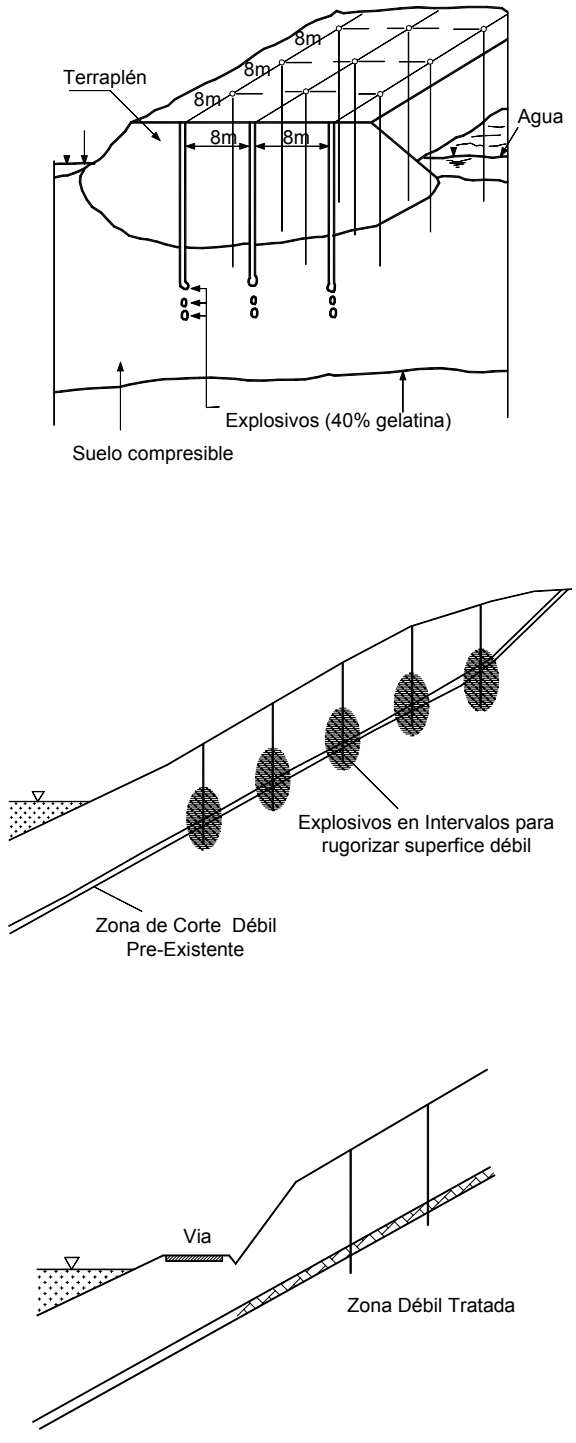


Figura 1.46 Uso de explosivos para mejorar la capacidad del suelo debajo de un terraplén y para rugorizar la superficie de falla (Modificado de Cornforth, 2005).

RECUBRIMIENTO O PROTECCIÓN DE LA SUPERFICIE

Los recubrimientos son técnicas que tratan de impedir la infiltración, la ocurrencia de fenómenos superficiales de erosión o refuerzan el suelo más subsuperficial (Tabla 1.13). El recubrimiento puede consistir en elementos impermeabilizantes como el concreto o elementos que refuercen la estructura superficial del suelo como la cobertura vegetal.

Uno de los objetivos de la protección de la superficie del talud, es prevenir la infiltración debida a la lluvia y mantener el suelo parcialmente seco. Las medidas de protección incluyen el concreto lanzado, los bloques de mampostería, la protección con piedras y el recubrimiento con productos sintéticos. Estos recubrimientos se pueden complementar con prácticas de cobertura vegetal (ver capítulo 9).

Aunque el factor de seguridad no se modifica teóricamente, en la práctica sí se produce un efecto estabilizante al mantener las fuerzas de succión o presiones negativas, las cuales actúan como fuerzas resistentes que tratan de impedir las fallas al cortante o el colapso.

El recubrimiento de la superficie de un talud con productos artificiales puede implicar un aumento en los valores de escorrentía, lo cual requiere de la construcción de estructuras de control de aguas superficiales capaces de manejar los volúmenes producidos de acuerdo a la intensidad de las lluvias.

La Bioingeniería y la Vegetación

La protección ideal de la superficie de un talud es el recubrimiento con vegetación. Se tiene como norma general, que no es posible establecer buena vegetación en los taludes de más de 60º de pendiente y es difícil de revegetalizar los taludes de más de 45º de pendiente.

Los pastos generalmente son plantas originarias de los terrenos planos y no es fácil establecerlos adecuadamente, sobre zonas de alta pendiente (Tabla 1.14). Un sistema de biotecnología utilizado para estabilizar deslizamientos, es la colocación superficial de vigas de concreto armado en forma reticulada y en las áreas intermedias (entre las vigas) colocar vegetación (Figura 1.47).

Tabla 1.13 Métodos de recubrimiento de la superficie del talud.

Método	Ventajas	Desventajas
Recubrimiento de la superficie del talud.	El recubrimiento ayuda a controlar la erosión.	Se debe garantizar la estabilidad del recubrimiento.
Conformación de la superficie.	Puede mejorar las condiciones del drenaje superficial y facilitar el control de erosión.	Su efecto directo sobre la estabilidad generalmente es limitado.
Sellado de grietas superficiales.	Disminuye la infiltración de agua.	Las grietas se pueden abrir nuevamente y se requiere mantenimiento por períodos importantes de tiempo.
Sellado de juntas y discontinuidades.	Disminuye la infiltración de agua y las presiones de poros en las discontinuidades.	Puede existir una gran cantidad de discontinuidades que deben ser selladas.
Cobertura vegetal, árboles, arbustos y pastos.	Representan una alternativa ambientalmente excelente.	Pueden necesitar mantenimiento para su establecimiento.

Concreto Lanzado

El concreto lanzado es una mezcla de cemento y agregados, los cuales se pueden colocar en seco o por vía húmeda; generalmente, se ubica una malla de refuerzo previamente al lanzado del concreto. Para facilitar el drenaje, se deben construir huecos o lloraderos que atraviesen la superficie de recubrimiento y de esta forma, evitar las presiones de poros por represamiento del agua subterránea. El concreto lanzado tiene la facilidad que se puede aplicar sobre superficies irregulares, pero es sensible a los asentamientos y agrietamientos.

Las especificaciones sobre materiales son muy similares a las utilizadas para los concretos convencionales. Se requiere que los agregados prevengan la segregación. Se debe tener especial cuidado con las consecuencias de los procesos de expansión y contracción del suelo, los cuales pueden destruir la superficie de taludes, por agrietamiento.

Criterios para el manejo del concreto lanzado:

- *Lanzabilidad*: Se debe poder lanzar con un mínimo de rebote.
- *Resistencia temprana*: Debe tener una resistencia suficiente para dar soporte al terreno, en menos de cuatro a ocho horas.
- *Resistencia a largo plazo*: Debe alcanzar una resistencia determinada a los veintiocho días con una dosificación de acelerante necesaria para lograr la lanzabilidad y la resistencia temprana.
- *Durabilidad*: Debe resistir el ambiente a largo plazo.
- *Economía*: Debe ser bajo el costo de los materiales y mínimo el desperdicio por rebote.

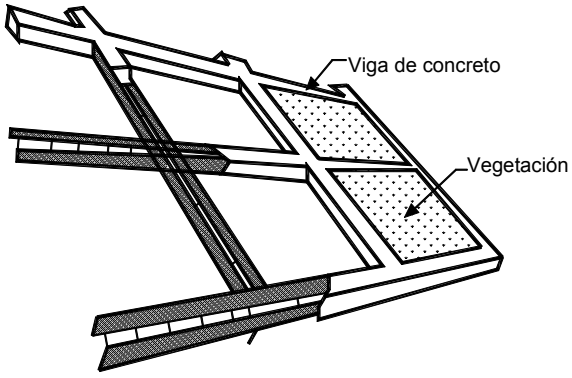


Figura 1.47 Vigas de concreto armado como confinamiento de la vegetación.

Tabla 1.14 Sistemas de vegetalización.

Sistema de Vegetalización	Descripción	Observaciones
Plantas trepadoras	Se siembran hileras de plantas trepadoras en el pie del talud.	Muchas de estas plantas requieren de roca para ascender. La mayoría de ellas no ascienden sobre el suelo.
Gradería tipo trincho	Se entierran hileras de estacas verticales para sostener ramas horizontales detrás de las cuales se coloca material de relleno.	Es necesario que el suelo sea lo suficientemente blando para permitir que las estacas se puedan profundizar suficientemente.
Biomantos	Después de plantar la semilla y la fertilización, se cubre el talud con una tela o Biomanto de fibras orgánicas.	En los taludes secos se requiere realizar riego continuo para permitir el implantación de la vegetación.
Hidrosembrado	La mezcla de semillas, nutrientes y pegantes, se planta a presión con una máquina de bombeo	No resiste grandes intensidades de lluvia y no se debe colocar sobre superficies rocosas.
Mateado con hileras de bambú	Se colocan horizontalmente ramas de bambú o guadua sostenidas por estaca y entre ellas, se coloca suelo con nutrientes para la implantación de la vegetación.	En los taludes de muy alta pendiente, es difícil sostener las estacas de forma estable. Se requiere que las ramas de bambú estén enterradas dentro del talud, para evitar los flujos de agua por debajo de ellas.
Geomallas. Grama reforzada	Las mallas sintéticas u orgánicas sirven de refuerzo para sostener el Mulching y las semillas.	Son productos comerciales generalmente costosos.
Capas de enramados con o sin refuerzo	Se colocan ramas de especies vivas entremezcladas con suelo y sostenidas en ocasiones por mallas de fibras sintéticas u orgánicas.	Son difíciles de establecer en los taludes muy altos y de muy alta pendiente.
Cubiertas vivas	El talud se cubre con un sistema de elementos de madera o bambú colocados horizontal y verticalmente, en forma de cajones, los cuales se rellenan con ramas vivas y suelo.	Requieren la construcción de bermas intermedias en los taludes de gran altura.
Estructuras vegetalizadas	Gaviones, vigas de concreto o muros, criba con ramas o estacas vivas.	No son estables en los taludes de muy alta pendiente.

Suelo-Cemento

El recubrimiento en suelo-cemento puede mejorar las condiciones de permeabilidad de un talud haciéndolo relativamente impermeable y de esta forma, se disminuye la infiltración.

Chunam

En Hong Kong y los países del Sureste Asiático, se utiliza con mucha frecuencia, un recubrimiento llamado "Chunam Plaster", que consiste en una mezcla de cemento, cal y suelo, generalmente en las siguientes proporciones: una parte de cemento Portland, tres partes de cal hidratada y veinte partes de suelo residual de granitos o suelos volcánicos (Geotechnical Control Office, 1984).

Se emplea mucho con suelos residuales de granitos y suelos volcánicos; el cemento y la cal se mezclan en seco antes de agregarlos al suelo; la cantidad de agua depende de la trabajabilidad que se requiera y se dosifica directamente en campo; el suelo debe estar libre de materia orgánica y raíces. Entonces, se agrega la cantidad mínima de agua consistente con la trabajabilidad de la mezcla. Si la relación agua-cemento es muy alta se produce agrietamiento severo del recubrimiento.

Generalmente el Chunam, se aplica en dos capas cada uno de aproximadamente 3 centímetros. La primera capa se escarifica antes de colocar la segunda, dejando un tiempo de 24 horas aproximadamente, entre las dos capas. Para sostener el Chunam en su sitio, se colocan unos pernos de 30 centímetros de largo y una pulgada de diámetro aproximadamente, cada 1.5 metros en la superficie del terreno. No se acostumbra colocar juntas.

Mampostería

La mampostería puede consistir en bloques de concreto o de piedra pegada con concreto o mortero. Las juntas entre bloques adyacentes, generalmente se rellenan con un mortero 3 a 1 o se utiliza vegetación. En el caso de recubrimiento, utilizando concreto o mortero, se deben dejar lloraderos para evitar la acumulación de aguas subterráneas.

Rip-Rap

La solución consiste en colocar sobre la superficie del talud, piedra suelta acumulada la una sobre la otra, con el objeto específico de protegerlo contra la erosión. Usualmente, por debajo del Rip-Rap, se coloca un geotextil no tejido, como elemento de protección adicional. El Rip-Rap puede depositarse a mano o al volteo. Generalmente, al colocarse al volteo, el espesor de la capa es menor, pero en cualquier caso no debe ser inferior a 12 pulgadas. El tamaño de las piedras depende de la pendiente del talud; así es posible colocar piedras de mayor tamaño en las pendientes menores.

La pendiente máxima (normalmente aceptada) de una ribera para la colocación de enrocados es 2H:1V. En el caso de utilizar grandes bloques semi-rectangulares, se permiten pendientes hasta 1.5H:1V (AASHTO 1999). Para las pendientes mayores, se requieren los muros de contención.

Se deben emplear piedras no redondeadas, preferiblemente de forma tabloide, con espesores superiores a 100 mm; las piedras se pueden colocar sueltas o pegadas con mortero o concreto.

SELECCIÓN DEL MÉTODO DE ESTABILIZACIÓN

No todos los métodos de estabilización son apropiados para todos los tipos de falla (Abramson y otros 2002). El abatimiento de pendientes conjuntamente con los sistemas de drenaje potencial, es uno de los primeros métodos para ser considerado.

Un sistema muy efectivo y rápido, es el subdrenaje, el cual en las zonas tropicales es uno de los métodos más utilizados, debido a que la mayoría de los deslizamientos son activados por las lluvias y las consecuentes corrientes de agua subterránea.

Los métodos de protección superficial pueden ser muy efectivos en los deslizamientos pequeños y constituyen un sistema de protección para el manejo de los taludes. La vegetación controla la erosión pero su efecto sobre la estabilidad general del talud, es muy limitada.

Los muros de contención que trabajan por gravedad, son eficientes en los deslizamientos pequeños pero generalmente, no son efectivos en los deslizamientos de gran magnitud. Para los grandes deslizamientos, se requiere que las estructuras sean ancladas a la roca (o materiales duros) a gran profundidad. Los muros en gaviones necesitan de la disponibilidad del enrocado para su construcción.

En los sitios donde no existe espacio para la construcción de muros de gravedad o conformación de los taludes, las pantallas ancladas pueden ser la mejor y única solución posible.

El número y variedad de las técnicas de estabilización mencionadas en el presente capitulo, son una evidencia de que no puede existir una regla empírica general para prescribir el tratamiento de un talud inestable y rara vez, existe un único método correcto.

No siempre el método más costoso es el más efectivo. Con frecuencia, el método más efectivo y económico consiste en la combinación de dos o más técnicas de estabilización. Algunas veces, la selección final sobre el método de estabilización no la toma el ingeniero de diseño, sino un funcionario que tiene en cuenta otros factores, los cuales incluyen: los costos, la estética, los impactos ambientales, los tiempos, la disponibilidad de materiales, etc.

Es común que los ingenieros repitan las soluciones con las cuales ellos se encuentran familiarizados y no realicen el análisis mental de imaginación para implementar soluciones nuevas. En forma similar, los libros de referencia como el presente, no pueden sustituir la experiencia local. Los ingenieros deben por lo tanto, utilizar todo el conocimiento disponible e investigar la mejor solución para cada caso particular.

Los Factores Económicos y los Tiempos de Construcción

La economía y el tiempo (con frecuencia) son factores claves en la selección de los métodos de estabilización (Abramson, 2002). Esto no quiere decir que se debe hacer a un lado, los estudios geológicos y geotécnicos adecuados y el análisis de ingeniería para reemplazarlos por los intereses económicos.

Es una obligación del ingeniero elaborar un diseño que sea efectivo, económico y que se pueda llevar a cabo dentro del tiempo que la emergencia lo requiera.

Como se mencionó, generalmente para un determinado problema, se pueden aplicar diversos tipos de solución: El ideal es aquel que sea más económico y a la vez, el más efectivo.

Limitaciones Técnicas

Las limitaciones técnicas de los sistemas de estabilización de taludes tienen relación con el tipo de suelo, la magnitud de las deformaciones, la corrosión, la durabilidad y la constructividad (Abramson, 2002). No es lo mismo estabilizar materiales en corte que en relleno; igualmente, los suelos granulares se tratan de forma diferente que los suelos arcillosos.

Una de las principales limitaciones es la localización de los niveles freáticos. Cuando aflora el agua en la superficie, no es conveniente la construcción de obras que dificulten el drenaje del agua. Si se esperan movimientos durante o después de la construcción de las obras, se debe escoger un sistema que tolere estos movimientos.

Debe tenerse en cuenta que algunos tipos de estructuras, como por ejemplo, el claveteado (nailing) y la tierra reforzada, no se acomodan de forma adecuada a los movimientos, mientras las estructuras en gaviones, continúan trabajando después de deformadas. Las estructuras de gravedad (en términos generales) están menos influenciadas por las deformaciones internas que los sistemas que contienen refuerzos (Munfakh, 1990).

La fatiga o “creep” de los suelos arcillosos y rocas, pueden tener un impacto negativo en el comportamiento de las estructuras, tales como pantallas ancladas y nailing. En el diseño de las estructuras ancladas se debe tener muy en cuenta el efecto a largo plazo.

La corrosividad puede afectar de forma negativa, el comportamiento de las estructuras con refuerzos metálicos. En el diseño de este tipo de obras se debe considerar el efecto de la corrosión y el uso del galvanizado u otras cubiertas resistentes. Igualmente, se recomienda la utilización de cementos no corrosivos y drenaje suficiente para mitigar los efectos de las aguas subterráneas agresivas.

La durabilidad de cualquier sistema de estabilización es un factor importante en el diseño. Algunos productos sintéticos pueden ser destruídos por ataque químico y la resistencia disminuiría. También se debe considerar en el diseño la disponibilidad de mano de obra calificada y de materiales ecónomicos.

Limitaciones del Sitio

Existe gran cantidad de limitaciones relacionadas con el sitio específico. Por ejemplo, las obras de drenaje necesitan con frecuencia, el uso de áreas por fuera de los derechos de vía existentes y hay que resolver los problemas legales relacionados. La construcción de obras de tierra reforzada requiere de un ancho superior a los muros convencionales. La AASHTO recomienda que el ancho de los muros MSE debe ser por lo menos, el 70% su altura.

Para las obras con limitaciones de espacio, es prefiere el uso de pantallas ancladas o clavos en la mayoría de las situaciones. Otra limitante importante a considerar es la presencia de redes de servicios públicos y estructuras enterradas, las cuales dificultan la localización de las obras de estabilización.

Limitaciones Ambientales

Como en la mayoría de las obras de ingeniería, la selección del tipo de estabilización debe considerar los impactos potenciales ambientales, durante y después de la construcción; por ejemplo, la excavación y disposición del material de corte. Las obras de estabilización pueden generar contaminación en las corrientes de agua, lo cual pueden ser inaceptable. Igualmente, las obras de drenaje modifican los patrones de agua, tanto superficiales como subterráneos.

Limitaciones de Estética

Adicionalmente a que la obra sea funcional y económica, también tiene que ser estética. Esta exigencia se hace tanto en las zonas rurales como en las zonas urbanas. En la mayoría de los casos, los sistemas que utilizan vegetación, son más atractivos que los que utilizan concreto. La arquitectura y los colores mejoran también la estética (Abramson y otros, 2002).

Limitaciones de Tiempo de Construcción

Generalmente, las obras de estabilización se requiere realizarlas en un tiempo tal que se disminuya el riesgo al mínimo. Es común que se requiera urgencia en la implementación de las medidas de estabilización. Sin embargo, las obras de estabilización requieren ciertos horarios o etapas. Por ejemplo, no se deben construir pantallas sin que se hayan construido primero, las obras de drenaje.

En la mayoría de los casos, es muy difícil determinar de antemano los tiempos de ejecución, debido a que durante la construcción de las obras, es común que se presenten imprevistos. Por lo tanto, es importante en toda obra de estabilización, tener un plan de contingencia para el manejo de las limitaciones de tiempo.

El conocimiento del clima es muy importante para la planeación de las obras de estabilización. Algunos tipos de obras (en ciertos sitios específicos) no es posible construirlos durante la temporada de lluvias, en consecuencia hay que esperar la temporada seca.

Limitaciones de Costos

Por lo general, las obras de estabilización para que sean efectivas, se requiere que sean completas. Esto equivale a que es común que las obras sean costosas. Los costos de las obras deben incluir no sólo el costo de materiales y mano de obra sino también los costos de transporte, derechos de vía, disposición de materiales y drenaje.

Partiendo de las limitaciones de costos es conveniente plantear varias alternativas y para cada una de ellas, calcular sus costos totales, de modo que esto permita tomar las decisiones adecuadas.

Los costos deben incluir el diseño, la construcción, la administración y las contingencias. Por lo general, las obras de estabilización están sujetas a situaciones imposibles de prever, las cuales aumentan el costo del presupuesto. Es común que una obra de estabilización tenga un costo superior al 50% del calculado previamente al inicio de las obras.

Otras Limitaciones

Existen otras limitaciones las cuales se deben considerar en el diseño de obras de estabilización. Entre estas limitaciones se mencionan las siguientes:

- Problemas políticos
- Tradiciones culturales
- Legislación nacional o local
- Barreras al comercio entre los países
- Productos o técnicas con derechos de patente

Cuándo se Justifica Construir Obras?

En ocasiones, no se justifica construir obras de estabilización, control o elusión de la amenaza. La opción de no hacer nada ("do nothing") es una decisión de buena ingeniería, en algunos casos. Por ejemplo, cuando se ha detectado una tendencia clara y continua de desaceleración y autoestabilización de un deslizamiento.

Igualmente, no se justifica realizar obras de estabilización o remediación, cuando el deslizamiento tiene ciertas características de magnitud y comportamiento que no es posible técnica o económicamente, su estabilización. En esos casos, es una muy buena alternativa de manejo, dejar que el deslizamiento continúe y convivir con él. Del mismo modo, cuando existe el conocimiento de que el movimiento no va a afectar el funcionamiento de las obras de infraestructura existentes o de la comunidad, puede ser sabio permitir la evolución del deslizamiento.

Alternativa de Realizar sólo el Mantenimiento

Es común (en América Latina) que las entidades del Estado, cuando ocurre un deslizamiento, por razones presupuestales procedan solamente a retirar el material deslizado y a realizar el mantenimiento de la carretera para permitir su funcionamiento y no se realicen obras de estabilización o remediación. Aunque esta alternativa puede ser la más económica y viable a corto plazo, se debe analizar los costos y riesgos involucrados a mediano y largo plazo, como consecuencia de no realizar las obras de estabilización.

La Estabilización Selectiva

Es muy frecuente que no se requiera la estabilización de toda el área del deslizamiento para obtener los resultados de mitigación de la amenaza y el riesgo que se desea de acuerdo con las características de la obra. El caso más común es que sólo se necesite estabilizar la parte superior del deslizamiento, dejando sin tratamiento las áreas restantes del movimiento.

Esta alternativa es usada con frecuencia, en carreteras y ferrocarriles cuando la corona del deslizamiento coincide con la banca de la obra lineal. Esta opción se puede escoger cuando el costo de la estabilización total es muy alto y se puede realizar la estabilización parcial, de forma eficiente y económica.

Otra de las ventajas de la estabilización selectiva es que con frecuencia en estos casos, no se requiere construir obras en áreas por fuera del derecho de vía existente.

Una desventaja de la estabilización selectiva es que el resto del deslizamiento continúa inestable y los movimientos pueden eventualmente, afectar a mediano plazo la estabilidad de la obra que se construya. Por esta razón, se requiere evaluar, cuál va a ser la evolución del deslizamiento hacia el futuro después de construidas las obras de mitigación parcial y diseñar las obras para el manejo o control de esa eventualidad.

Por ejemplo, para el diseño de una estructura de contención se deben considerar los movimientos futuros del deslizamiento y es posible que se requiera una profundidad de cimentación mayor para garantizar la estabilidad de la estructura. Otra alternativa es el monitoreo del deslizamiento para evaluar posteriormente, la necesidad de obras adicionales.

La Mitigación Marginal o Provisional

La estabilización marginal es la implementación de medidas de mitigación con el conocimiento de que la estabilidad va a mejorarse, pero no con el factor de seguridad deseable o requerido.

El objetivo de la estabilización marginal es el de disminuir los movimientos mejorando la seguridad de la facilidad afectada. En la mayoría de los casos, la decisión tiene por objeto hacer algún mejoramiento en lugar de no hacer nada ("do nothing"). Se acepta que van a continuar los movimientos y es posible que se requiera un tratamiento adicional. En esta situación, es muy importante que los propietarios y usuarios del proyecto, tengan conocimiento de que las obras no son definitivas.

Típicamente, la remediación marginal requiere monitoreo continuo (Cornforth 2005). Aunque la alternativa de la estabilización marginal presenta muchas incertidumbres, es posible que en muchos casos, sea la opción correcta y represente una posibilidad aceptable del manejo del riesgo. La experiencia de muchos ingenieros con la estabilización marginal es relativamente buena (cuando se aplica en forma cuidadosa y apropiada) y se realiza un programa de seguimiento y monitoreo continuo.

REFERENCIAS CAPÍTULO 1

AASHTO (1999)."Highway drainage guidelines". Washington D.C.

Abramson L.W, Lee T.S., Sharma S., Boyce G.M. (2002). "Slope stability and stabilization methods". John Wiley & Sons, INC. New York. pp 712.

Bell, A.L. (1993). "Jet Grouting". Ground Improvement, Blackie. pp 149-174.

Bodocsi, A., Bowers, M.T. (1991). "Permeability of acrylate, urethane and silicate grouted sands with chemicals". Proc. American Society Civil Engineers, journal Geotechnical Engineering Division, 117 (8), pp. 1227-44.

Broms, B.B. (1991). "Stabilization of Soil with Lime Columns". Foundation Engineering Handbook, H.Y. Fang, Ed. New York: Van Nostrand Reinhold, Chapter 24, pp. 833-855.

Cornforth. D.H., (2005), "Landslides in Practice", Investigations, Analisis, and Remedial/Preventative Opcions In Soil.Jhon Wiley and Sons inc. 596 p.

FHWA (1988). "Highway slope maintenance and slide restoration workshop". FHWA U.S. Department of transportation. Report FHWA-RT-88-040.

Geotechnical Control Office (1985). "Description of the Geotechnical Control Office Engineering Development Department". Hong Kong. 8 pp.

Geotechnical Control Office (1984). "Geotechnical Manual for Slopes", 2nd ed. Hong Kong: Engineering Development Department.

Goughnour R. R., Teg Sung J., Ramsey J. S.(1991). "Slide Correction by Stone Columns". Deep Foundation Improvement, ASTM Special Technical Publication 1089, pp 131-147.

Holtz R.D., Schuster R.L. (1996). "Stabilization of soil slopes". Landslides investigation and mitigation. Special report 247. Transportation research Board. National research council.pp. 439-473.

Kockelman, W.J. (1986). "Some techniques for reducing landslide hazards". Bulletin of the Association of Engineering Geologists, Vol. 23, No. 1, pp. 29-52.

Munfakh, G.A. (1990). "Innovative Earth Retaining Structures: Selection, Design and Performance". Proceedings. ASCE Specialty Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structrues. Cornell University, Ithaca, New York, June.

Popescu, M.E., Seve, G. (2001). "Landslide Remediation Options After The International Decade For Natural Disaster Reduction (1990 - 2000), Keynote Lecture", Proc. Conf. Transition from Slide to Flow - Mechanisms and Remedial Measures, ISSMGE TC-11, Trabzon, pp. 73-102

Rogers, C.D.F. (1991). "Slope stabilization using lime. In Proc., International conference on slope stability engineering: developments and applications", Institution of Civil engineers, Isle of Wight, Thomas Telford, Ltd., pp. 335-492.

Schuster, R.L., Krizek R.J. (1978). "Landslides Analysis and Control". Special Report 176. Washington D.C. Transportation Research Board, National Academy of Sciences.

Schuster R.L., Kockelman W.J. (1996). "Principles of landslide hazard reduction". Landslides investigation and mitigation, Special report 247, Transportation Research Board. pp. 91-105.

Welsh, J. (1986). "In Situ Testing for Ground Modification Technique". ASCE Geotechnical Special Publication No. 6. pp 322-335.

Xanthakos, P. L. W. Abrahamson, y Bruce, (1994). "Ground Control and Improvement". New York: Wiley.

Capítulo 2

Obras de Drenaje y Subdrenaje

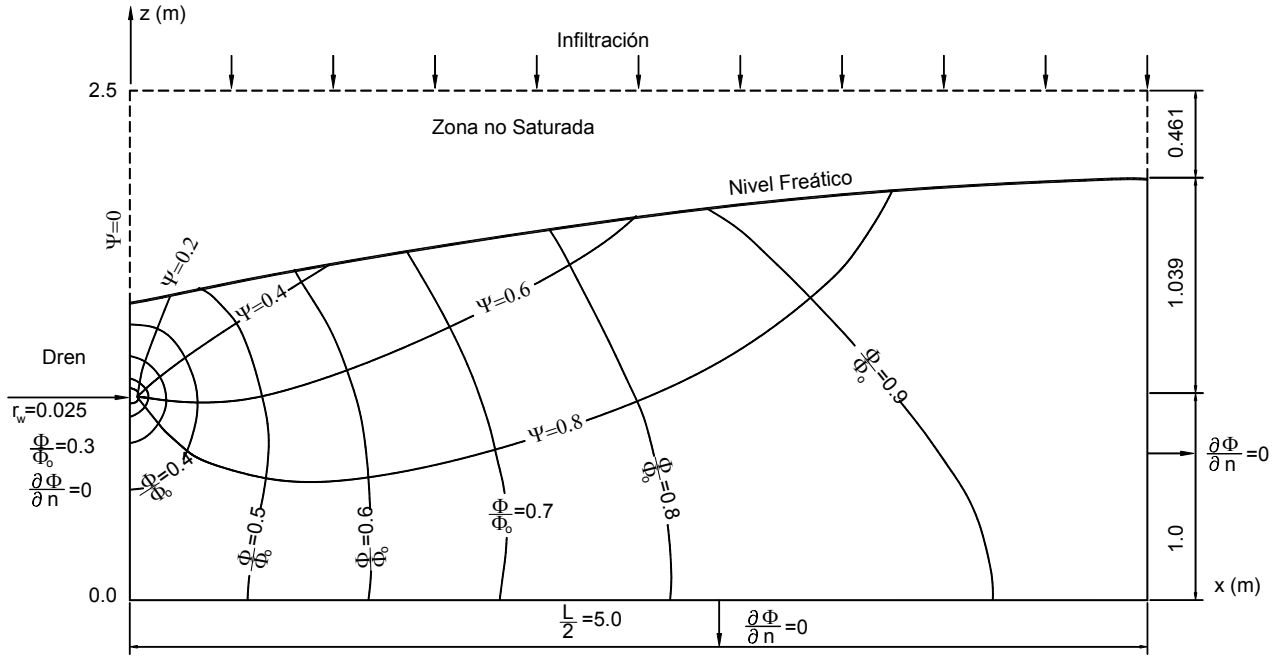


Figura 2.1 Solución analítica de la red de flujo hacia un subdrén (Zaradny y Feddes, 1979).

El drenaje y el subdrenaje son metodologías de remediación o prevención de deslizamientos muy eficientes; su utilización es muy frecuente y existen métodos de análisis y diseño que se basan en el flujo de agua tanto superficial como subterráneo (Figura 2.1).

Los métodos de estabilización de deslizamientos que contemplan el control del agua tanto superficial como subterránea, son muy efectivos y son generalmente más económicos que la construcción de grandes obras de contención, en cuanto tienden a desactivar la presión de poros, considerada como el principal elemento desestabilizante de los taludes. El drenaje reduce el peso de la masa y al mismo tiempo, aumenta la resistencia del talud, al disminuir la presión de poros.

Existen varias metodologías de drenaje superficial y profundo. El objetivo principal de estos métodos es disminuir la presión de poros y de esa forma, aumentar la resistencia al corte, eliminar las fuerzas hidrostáticas desestabilizantes y mejorar el factor de seguridad de las superficies de falla por debajo del nivel de agua.

En ocasiones, la implementación de un sistema de drenaje y/o de subdrenaje, se requiere el mantenimiento y la adecuación de los elementos de drenaje existentes, tales como:

- Entrega de agua de las edificaciones. Se deben reparar las roturas y reemplazar las conexiones deterioradas. Las obstrucciones de materiales o sedimentos, deben ser eliminadas totalmente.

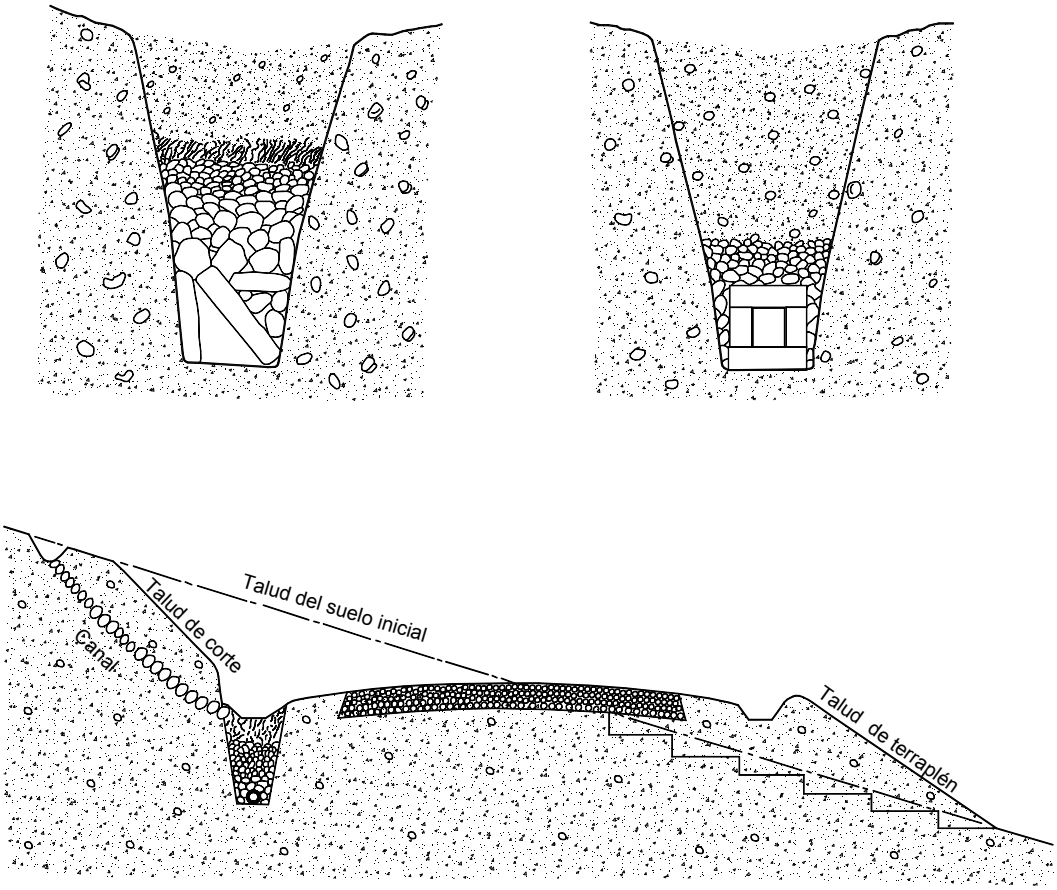


Figura 2.2 Sistema de subdrenes franceses utilizados en la primera mitad del siglo 20.

- Canales, cunetas y "Box Coulverts" de las vías, los cuales deben limpiarse, repararse y si se requiere deben ampliarse (Fotografía 2.1).

- Canales de cuerpo de agua. Se necesita garantizar la impermeabilidad para evitar las infiltraciones.

Sistemas de Drenaje y Subdrenaje

La tecnología del drenaje y subdrenaje ha progresado mucho desde los subdrenes franceses de inicios del siglo 20 (Figura 2.2). Existe una gran cantidad de técnicas para el manejo de las aguas en los taludes y cada uno de esos sistemas tiene una serie de variantes.

Por lo tanto, el ingeniero posee varias alternativas y combinaciones para el control, tanto del agua superficial como del agua subterránea.

Fotografía 2.1 Para la estabilidad de los taludes es muy importante el mantenimiento y limpieza de las obras de drenaje y subdrenaje.

Los sistemas más comunes para el control del agua son:

- Zanjas de coronación o canales colectores (Drenaje superficial).
- Subdrenes de zanja o subdrenes interceptores.
- Subdrenes horizontales o de penetración.

Adicionalmente, existen otros sistemas,descritos en el presente capítulo. La efectividad de cada uno de los sistemas varía de acuerdo con las condiciones hidrogeológicas y climáticas.

El volumen de agua recolectada por los sistemas de subdrenaje no es necesariamente un indicativo de su efecto, debido a que en los suelos poco permeables, se puede obtener una reducción muy importante en las presiones de poros y por lo tanto, un aumento en el factor de seguridad con muy poco flujo de agua.

Es muy importante el monitoreo para determinar el efecto de las obras. Comúnmente, este monitoreo se realiza instalando piezómetros antes de la construcción de las obras de control, de tal modo que permitan observar el efecto del subdrenaje y a largo plazo, den información sobre la eficiencia del sistema de subdrenaje, que puede deteriorarse por el taponamiento o el desgaste.

DRENAJE SUPERFICIAL

El objetivo principal del drenaje superficial es mejorar la estabilidad del talud reduciendo la infiltración y evitando la erosión. El sistema de recolección de aguas superficiales debe captar la escorrentía, tanto del talud como de la cuenca de drenaje arriba del talud y llevar el agua a un sitio seguro, lejos del talud que se va a proteger.

El agua de escorrentía debe, en lo posible, desviarse antes de que penetre el área del deslizamiento o se infiltre en dirección al talud. Por otro lado, el agua de las lluvias que cae directamente sobre la superficie del talud, debe ser evacuada lo más rápidamente posible, evitando al mismo tiempo que su paso cause daños por acción de la erosión, almacenamiento e infiltración.

Obras Provisionales de Drenaje

Algunas veces, es importante la construcción de medidas temporales de drenaje superficial después de ocurrido un deslizamiento, para evitar su ampliación o aceleración. Estas obras pueden consistir en diques o canales de tierra, mampostería, concreto o bolsas de polipropileno o fibras vegetales rellenas de suelo, sellado de grietas con arcilla, mortero o asfalto para reducir la infiltración y cubrir el terreno (temporalmente) con plásticos.

Tipos de Obra de Drenaje Superficial

Las obras de drenaje generalmente consisten en:

Canales para redireccionar el agua de escorrentía. Se debe impedir que el agua de escorrentía se dirija hacia la zona inestable.

Zanjas de corona. Son zanjas interceptoras de la escorrentía en la parte alta del talud.

Diques en la corona del talud. Son diques en relleno, colocados arriba de la corona, con el objeto de desviar hacia los lados las aguas de escorrentía.

Drenes Franceses. Son zanjas rellenas de material granular grueso que tienen por objetivo captar y conducir las aguas de escorrentía.

Trinchos o Cortacorrientes. Consisten en diques a través del talud para desviar lateralmente, las aguas de escorrentía.

Torrenteras. Son estructuras que recogen las aguas de los canales, diques o cortacorrientes y las conducen hacia abajo del talud. Generalmente, incluyen elementos para disipar la energía del flujo del agua.

Sellado de grietas con arcilla o mortero. El objeto es impedir la infiltración de agua hacia el deslizamiento.

Imprimación del talud con asfalto o impermeabilización con mortero. La impermeabilización tiene por objeto evitar los cambios de humedad en el suelo.

Recubrimiento con plásticos. Aunque el recubrimiento no impide la infiltración, sí protege contra el impacto de las gotas de lluvia,

disminuye los volúmenes de agua infiltrada y mantiene la humedad natural.

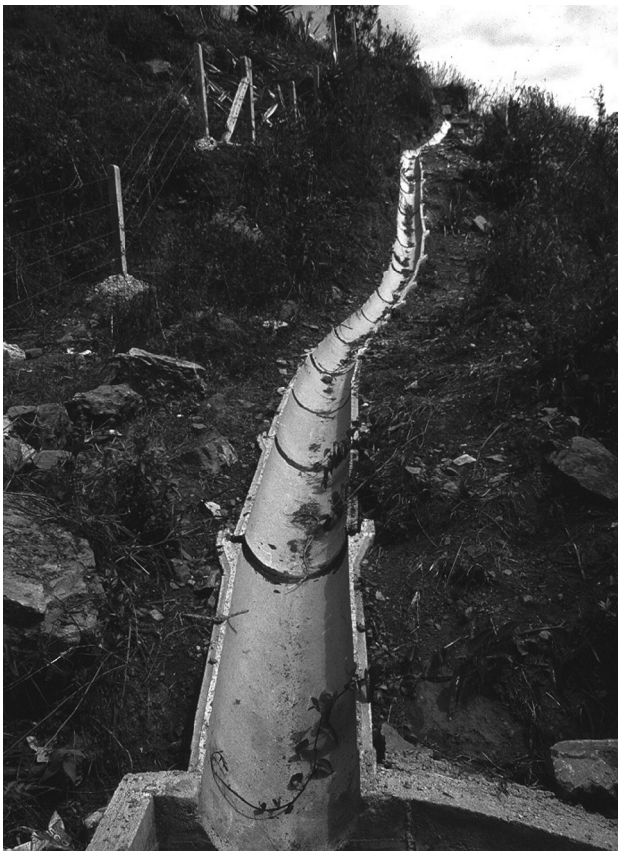
Conformación y nivelación del terreno. El objetivo es evitar o eliminar las depresiones y empozamientos de agua superficiales para disminuir los volúmenes de infiltración.

No se recomienda en problemas de taludes, la utilización de conducciones en tubería por la alta susceptibilidad a agrietarse o a taponarse, con lo cual se generan problemas de infiltración masiva concentrada.

Conformación del Terreno

Consiste en la eliminación de pantanos o áreas de infiltración arriba de la corona o dentro del área del talud. Las acumulaciones de agua, pantanos, o zonas planas de infiltración de agua arriba de la corona o cresta del talud, deben drenarse para disminuir los volúmenes de agua infiltrados que pueden aumentar las presiones de poros en el talud. El objetivo es facilitar el drenaje sin realizar cortes ni rellenos de gran magnitud.

Previamente a la conformación del terreno, debe recolectarse la información de los agrietamientos, levantamientos, hundimientos etc., y la toma de fotografías para el análisis del proceso de falla.



Fotografía 2.2 Sistema de canales prefabricados para el drenaje de los taludes.

Sellado de Grietas

La infiltración del agua de escorrentía por grietas o fisuras en el suelo, representa una causa frecuente de aceleración de los movimientos. Las grietas pueden sellarse o impermeabilizarse empleando suelo compactado, concreto, mortero, lechada de cemento o asfalto (Figura 2.3).

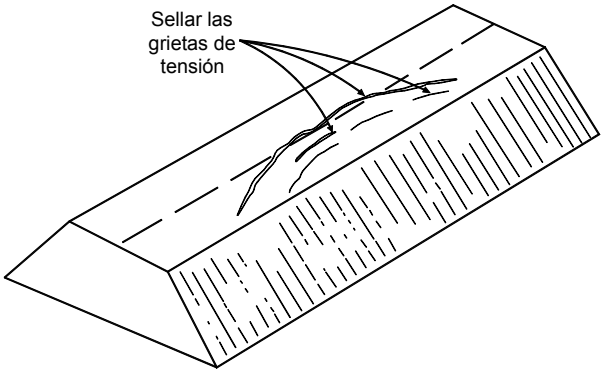


Figura 2.3 Se requiere sellar las grietas para impedir la infiltración que puede activar un deslizamiento (FHWA, 1988).

Generalmente, el sellado de las grietas es efectivo sólo a corto plazo, porque existe la tendencia a que se abran nuevamente y entonces, debe analizarse la posibilidad de drenar las grietas por medio de zanjas.

Impermeabilización Temporal Utilizando Plásticos.

Consiste en cubrir el área del deslizamiento. La impermeabilización del terreno con telas plásticas o materiales similares, puede reducir la infiltración y de esta forma, ayudar a disminuir la velocidad de los movimientos.

El uso de esta técnica es común en la construcción de obras civiles como medida temporal para disminuir el potencial de erosión y la infiltración del agua. Su bajo costo hace que sea una técnica usada con mucha frecuencia a pesar de que su efectividad es limitada. Existe una tendencia a sobreestimar la efectividad de la impermeabilización provisional.

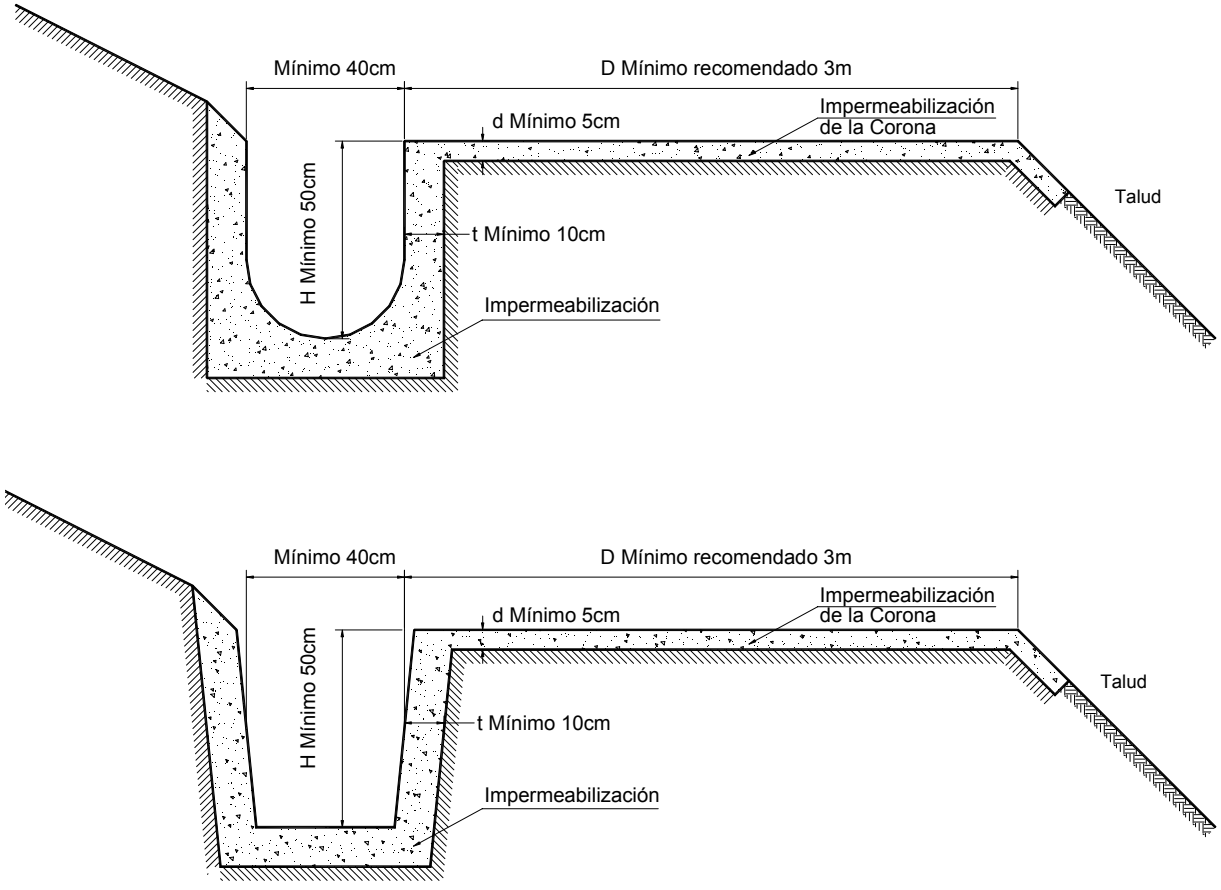


Figura 2.4 Detalle de zanjas de la corona para el control de las aguas superficiales en un talud.

Canales o Zanjas de Desvío de la Escorrentía

Consisten en canales revestidos que recolectan y conducen las aguas de escorrentía. Cuando la escorrentía es la causa de la inestabilidad, es importante redireccionarla para disminuir la amenaza. La redirección de la escorrentía puede realizarse con canales desviadores, trinchos o cortacorrientes.

Zanjas de corona

Las zanjas en la corona o en la parte alta de un talud, son utilizadas para interceptar y conducir adecuadamente las aguas lluvias y evitar su paso por el talud. La zanja de la corona no debe construirse muy cerca del borde superior del talud para evitar que se convierta en activadora de un deslizamiento en cortes recientes; o en una nueva superficie de falla (movimiento regresivo) en deslizamientos activos; o se produzca la falla de la corona del talud o escarpe (Figura 2.4).

Se recomienda que las zanjas de la corona sean totalmente impermeabilizadas; igual, se debe proveer una pendiente suficiente para garantizar un rápido drenaje del agua captada (Fotografía 2.2). Sin embargo, a pesar de lograrse originalmente una impermeabilización, con el tiempo se producen movimientos en el terreno, los cuales causan grietas en el impermeabilizante y por lo tanto, producen infiltraciones.

La recomendación de la impermeabilización se debe complementar con un correcto mantenimiento. Se sugiere que al menos cada dos años, se deben reparar las zanjas de la corona para impermeabilizar las fisuras y las grietas que se presenten.

Las dimensiones y la ubicación de la zanja pueden variar de acuerdo con la topografía de la zona y el cálculo previo de los caudales colectados. Generalmente, para las áreas pequeñas de drenaje, se recomienda una zanja rectangular mínimo

de 40 centímetros de ancho y 50 centímetros de profundidad. Se hace lo posible para que queden localizadas a lo largo de una curva de nivel, a fin de garantizar un correcto drenaje y que estén lo suficientemente atrás de las grietas de tensión en la corona.

La separación mínima recomendada, es de tres metros desde el borde de la corona. Para las áreas de drenaje de gran magnitud, se requieren canales con gran capacidad de conducción de agua.

Canales colectores en Espina de Pescado

Para disminuir la infiltración de agua en las áreas grandes arriba del talud, se construyen canales colectores en Espina de Pescado, los cuales conducen las aguas colectadas fuera de las áreas vulnerables del talud, entregándolas generalmente a los canales en gradería o torrenteras (Figura 2.5). Estos canales deben impermeabilizarse adecuadamente para evitar la reinfiltración del agua.

Canales interceptores a mitad del talud

En los taludes de gran altura y en los suelos susceptibles a la erosión, se recomienda construir canales transversales de drenaje a mitad de talud, así como canales interceptores en todas y cada una de las bermas intermedias de un talud (Fotografía 2.3).

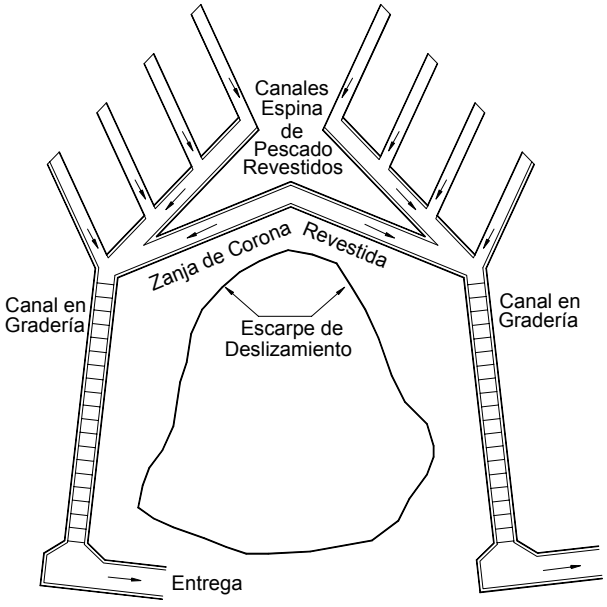


Figura 2.5 Esquema en planta de canales colectores Espina de Pescado.

Fotografía 2.3 Canales interceptores a mitad de talud.

Estos canales deben revestirse apropiadamente y las aguas deben conducirse a torrenteras de disipación de energía. Generalmente, los canales de los taludes se construyen en tamaños y configuraciones estándar. El ingeniero debe comprobar que el tamaño estándar es suficiente para cada caso en particular y si es necesario diseñar canales de mayor capacidad.

Es muy común que estos canales se construyan con pendientes muy bajas y al taponarse, se desborden y se produzcan cárcavas de erosión localizadas. Los canales en la mitad del talud, deben tener una pendiente que impida la sedimentación de materiales.

Se recomienda que la pendiente sea superior al 2% y si es posible, mayor al 5%. Las bermas junto a los canales, deben ser lo suficientemente anchas para que exista un sobreancho de protección para los canales, en el caso de producirse derrumbes de las coronas de los taludes resultantes.

La AASHTO (1999) recomienda tener en cuenta los siguientes criterios para el diseño y construcción de canales interceptores en taludes de carreteras:

- La sección del canal debe tener una capacidad mínima para conducir la escorrentía esperada de un aguacero con un período de retorno de diez años, con un borde libre de al menos 100 milímetros.

- En las zonas de alto riesgo como taludes junto a escuelas, hospitales, etc., se recomienda trabajar con un período mínimo de retorno de 100 años.

- El canal puede tener forma parabólica, trapezoidal o en V.

- Los taludes laterales no deben tener pendientes mayores de 2H: 1V.

- El ancho mínimo es de 1.2 metros.

- Todo canal debe ser recubierto o revegetalizado.

- Deben eliminarse todas las irregularidades para garantizar un canal uniforme. Si se requieren rellenos, éstos deben ser compactados adecuadamente.

Drenes Franceses

Los drenes franceses son zanjas poco profundas, rellenas de material granular cuyo propósito es recolectar las aguas de escorrentía. El principal efecto es reducir los problemas de erosión y eventualmente, prevenir movimientos muy superficiales del terreno. Los drenes franceses tienen muy poco efecto con relación con la estabilidad de los deslizamientos profundos.

El diseño de los drenes franceses se basa por lo general, en el criterio del ingeniero. Un diseño común consiste en zanjas espaciadas cada 15 o 30 metros, usualmente, en forma de Espina de Pescado (Figura 2.6). La profundidad de los drenes franceses normalmente varía de 30 a 50 cm y el ancho de 60 cm a un metro.

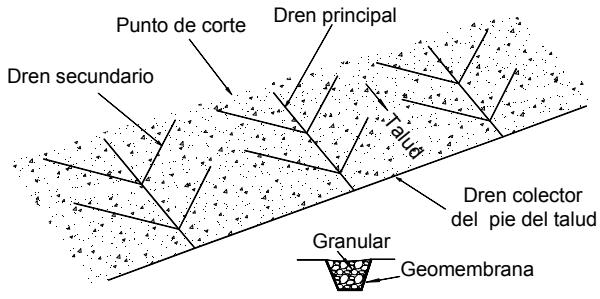


Figura 2.6 Esquema típico de los drenes franceses para el control de la escorrentía (Modificado de Cornforth, 2005).

Como relleno, generalmente se utilizan bloques de piedra triturada o material aluvial grueso limpio. En el fondo del dren francés se coloca comúnmente, un geotextil o una geomembrana. La colocación de la geomembrana evita la infiltración del agua recolectada.

La parte superior del dren francés, frecuentemente se deja expuesta o se coloca un geotextil con poros muy abiertos. El principal problema de los drenes franceses es la colmatación con limos, arenas y arcillas. Adicionalmente, se pueden presentar dificultades por la baja capacidad hidráulica de este sistema de drenaje. Cuando los drenes franceses se colmatan hay que reemplazarlos totalmente.

Trinchos o Cortacorrientes

Los cortacorrientes son canales transversales al talud (espaciados a intervalos) para recolectar el agua de escorrentía y evitar la formación de corrientes a lo largo de la pendiente principal. La construcción de canales transversales a un talud permite que el agua de escorrentía sea interceptada, impide que su velocidad aumente y la lleva a un lugar seguro.

Los cortacorrientes y los trinchos actúan como estructuras desviadoras de las corrientes de escorrentía. El desvío de las aguas superficiales mediante el uso de estas técnicas es muy utilizado para la prevención de los problemas de inestabilidad geotécnica, en derechos de vía de oleoductos y otras obras lineales. Se han empleado varios tipos de cortacorriente dependiendo de las condiciones del talud y de los materiales disponibles (Figura 2.7).

Estos cortacorrientes deben estar protegidos de la erosión con revestimientos en sacos de suelo-cemento o vegetación. Las aguas recolectadas por los cortacorrientes son llevadas a unos canales colectores localizados, generalmente, a un lado del talud (Figura 2.8).

El diseño de los cortacorrientes se puede realizar con criterios similares a los que recomienda la AASHTO para los canales interceptores en las carreteras. La principal diferencia es que en las carreteras, se acostumbra revestir la superficie de los canales utilizando concreto, mientras en los cortacorrientes, se usa normalmente, la vegetación.

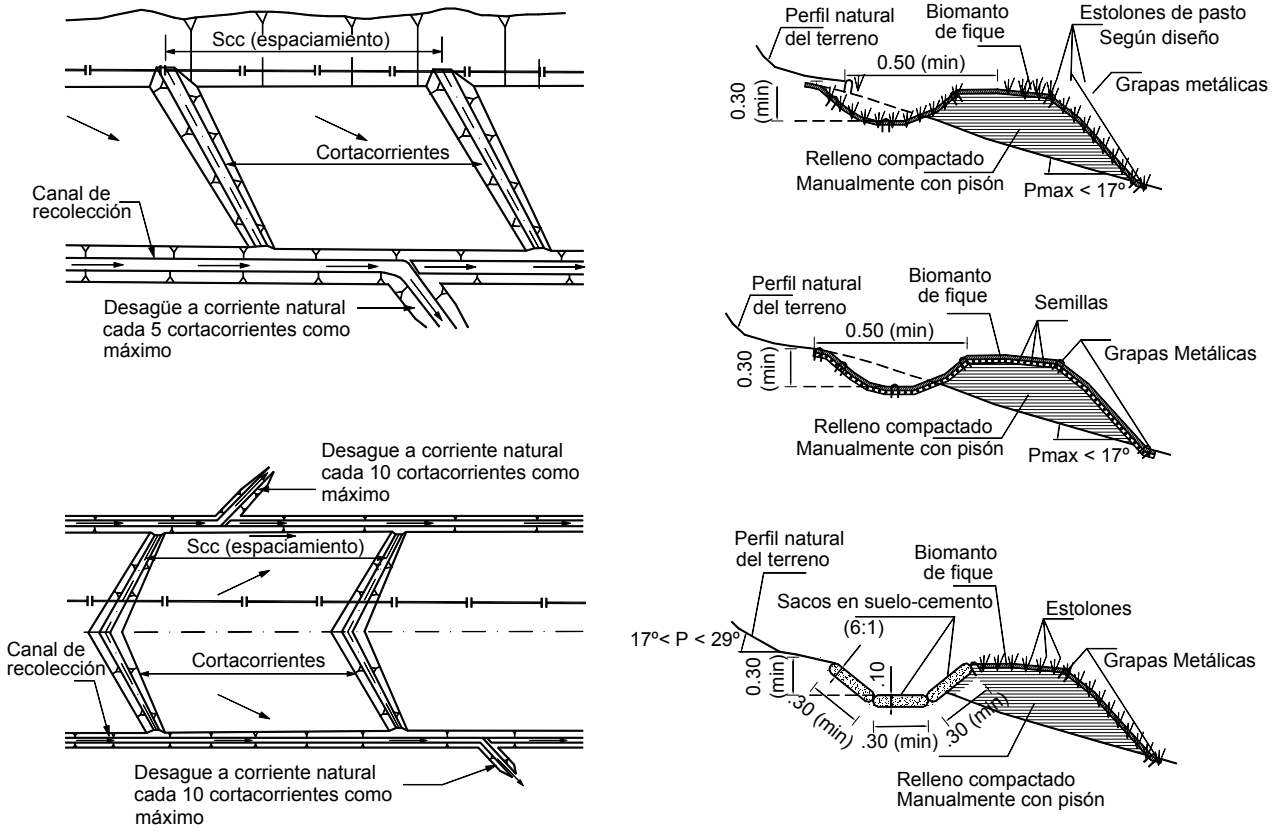


Figura 2.7 Algunos tipos de cortacorriente utilizados en Colombia.

Diques en la Corona del Talud

Estas obras consisten en montículos de tierra o pantallas de paja, mampostería u otro material, que se colocan en la parte superior del talud (Figura 2.9) conformando diques, con el objeto de impedir el paso de la escorrentía del área arriba de la corona del talud, hacia la superficie del talud o deslizamiento. Su construcción es muy similar a la de los cortacorrientes. Este es un método muy utilizado en los rellenos de carreteras. Se recomienda que vaya acompañado de un canal superior. Los canales de la corona del talud, a su vez, pueden ir acompañados de un dique para mejorar su eficiencia.

TORRENTERAS

El agua recogida por los canales e interceptores es entregada a los canales de alta velocidad, generalmente en la dirección del talud, lateralmente a la zona inestable, mediante estructuras de disipación conocidas como torrenteras.

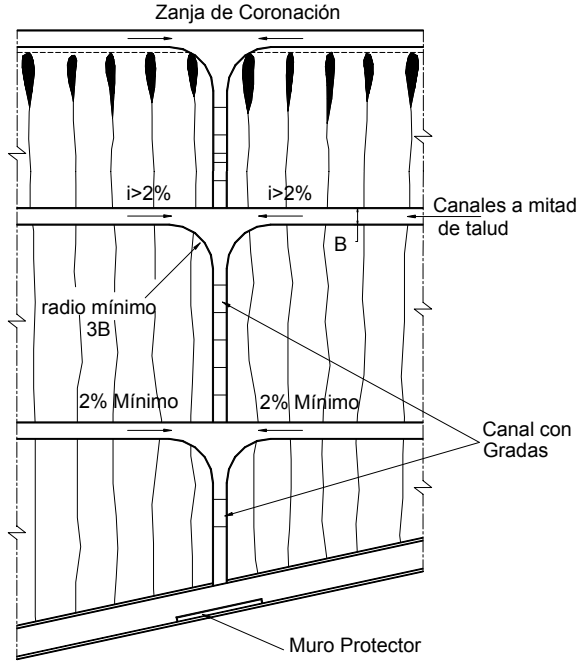


Figura 2.8 Esquema de entrega de canales interceptores en la mitad del talud.

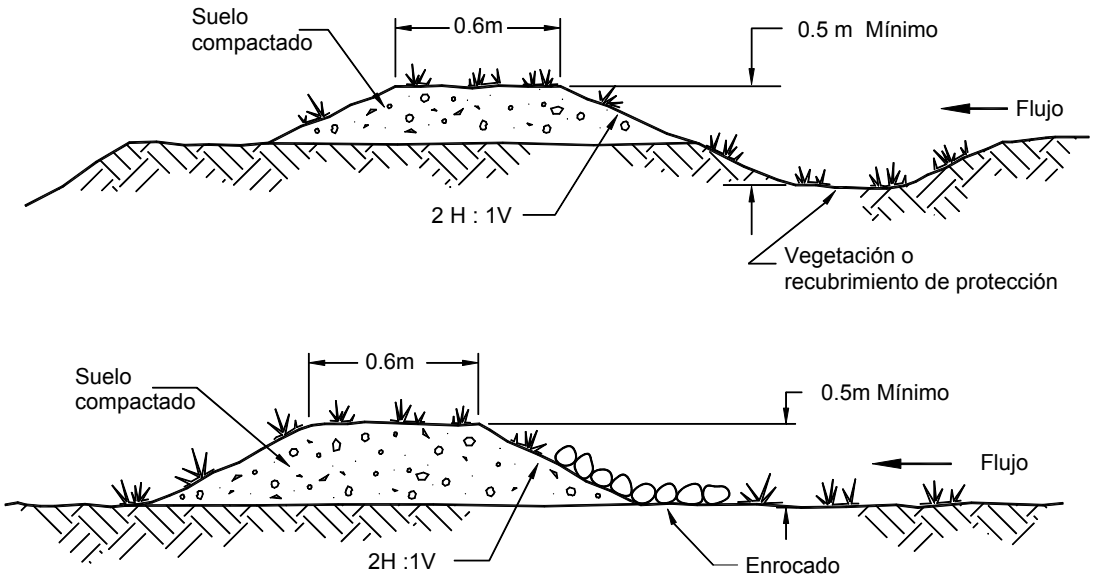


Figura 2.9 Dique para el desvío de agua de escorrentía en corona de taludes (McCullah, 2001).

Los canales deben conducirse a entregas, en gradería u otro disipador de energía, que conduzcan el agua recolectada hasta un sitio seguro. Se utilizan dos tipos de torrentera: el canal rápido y el canal en gradería, cada uno de éstos tiene varias posibilidades de metodología de disipación de la energía.

Canal Rápido

El canal rápido se construye con una pendiente igual a la del talud, generalmente con forma de canal. A lo largo de las torrenteras se recomienda colocar elementos que produzcan alta rugosidad para generar flujo amortiguado y minimizar la velocidad del agua.

Este sistema de conducir las aguas recolectadas en un talud es muy empleado por ser el más económico. En sencillos modelos hidráulicos de laboratorio, se puede obtener el valor de rugosidad que se debe emplear de acuerdo con las características del flujo.

Es importante que los canales incluyan elementos o estructuras para disipar la energía del agua y de acuerdo con las necesidades de disipación y con las condiciones del flujo, se pueden plantear varias alternativas, entre las cuales se indican las siguientes:

Bloques de concreto o bloques de roca. Sobresalen en el fondo del canal y/o lateralmente; son elementos que bloquean el flujo y ayudan en el proceso de disipación de la energía del agua (Fotografía 2.4).

Rápidas escalonadas con tapa. El sistema consiste en una rápida con una serie de tapas que interceptan los chorros de agua y facilitan la disipación.

Rápidas escalonadas con vertedero y pantalla. Se forza un resalto hidráulico en el escalón, utilizando un elevamiento o contra-vertedero y se coloca una pantalla para recibir el golpe del flujo (Figura 2.10).

Rápidas lisas con estructuras de disipación. Son canales de fondo liso que conducen el agua al pie del talud o a una cañada. En estos canales el agua adquiere grandes velocidades y se requiere la construcción de una estructura de disipación o tanque de amortiguación en el pie del talud. Las estructuras de disipación también se pueden construir en varios sitios a lo largo del canal, de acuerdo con las condiciones topográficas e hidráulicas de éste.

Disipador de caída libre. Consiste en un vertedero y un contravertedero, en los cuales se trata de producir un resalto hidráulico.

Disipadores por rugosidad. Son canales rugosos que disipan energía, debido a la turbulencia causada por esa rugosidad. Comúnmente se construyen de piedra pegada con concreto o de elementos prefabricados (Fotografía 2.5).

Torrenteras en Gradería

Son estructuras rápidas escalonadas, las cuales están formadas por una serie de gradas o escalones dentro del canal (Figuras 2.11 y 2.12). Este canal conduce el agua y al mismo tiempo, va disipando energía en cada uno de los escalones.

El sistema de graderías generalmente es más eficiente para disipar energía que otros métodos de disipación. El flujo, en este tipo de canal, es turbulento y debe construirse un muro lateral de borde libre suficiente, para permitir la salpicadura del flujo.

Ante la inexistencia de datos experimentales, los canales en gradería pueden diseñarse asumiendo una velocidad de 5.0 m/seg, a través de la sección mínima en la cabeza de cada grada. El régimen de flujo de las rápidas escalonadas, depende de las características geométricas y del caudal manejado por la estructura. Pueden analizarse dos situaciones:

Régimen de flujo saltante

En este caso, la disipación de la energía se genera independientemente, en cada escalón al romperse el chorro en el aire, al mezclarse en el escalón o por formación de resaltos hidráulicos (Figura 2.13) (Mejía, 1999).

Fotografía 2.4 Torrentera en gradería con bloques de concreto.

Fotografía 2.5 Torrentera de elementos prefabricados.

Régimen de flujo rasante (Skimming)

Las gradas actúan como una rugosidad del canal donde se desarrollan vórtices y la disipación se obtiene en la formación de estas turbulencias en las gradas. Para el diseño de rápidas escalonadas Mejía (1999) recomienda seguir los siguientes pasos:

- Estimar el caudal de diseño.
- Evaluar la geometría del canal (pendiente, altura y ancho).
- Seleccionar la altura óptima de los escalones para obtener el sistema de flujo deseado
- Calcular las características hidráulicas del flujo.
- Diseñar de la cresta.
- Calcular la altura de las paredes del canal considerando un borde libre de salpicaduras.

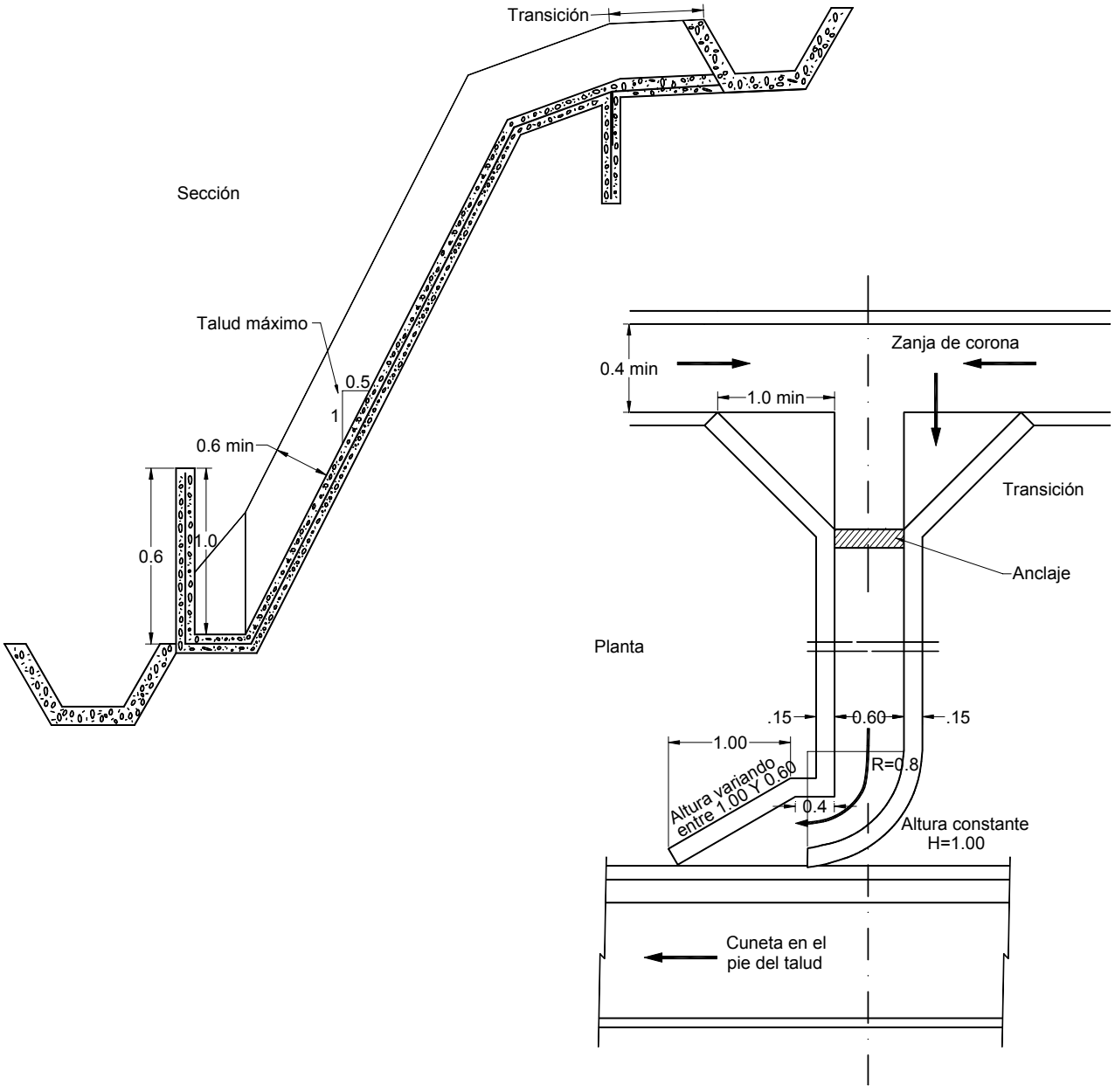


Figura 2.10 Detalle de una torrentera de canal liso y contravertedero en el pie.

Diseño de Estructuras en Gradería

Se recomiendan los siguientes criterios básicos:

- Cimentar las estructuras siempre en corte y nunca sobre rellenos.
- Acomodar las gradas a la pendiente del terreno, evitando las gradas de gran altura.
- La altura del muro lateral debe ser superior a la mitad de la altura de la grada: $D \geq 1/2H$.
- Debe ser autolimpiante. (Que no permita sedimentación).
- Debe incluirse una estructura de disipación en el pie de la torrentera.

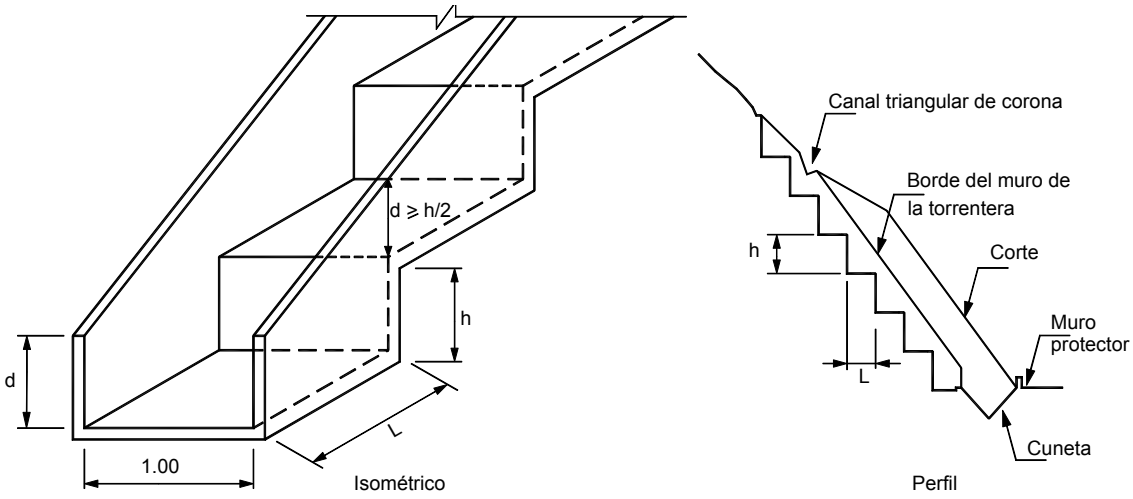


Figura 2.11 Torrentera en gradería

Canal con Pantallas Deflectoras

Consiste en un canal de sección rectangular y fondo liso, dentro del cual se coloca una serie de obstáculos o pantallas deflectoras en ambas paredes del canal (Figura 2.12).

El flujo es desviado lateralmente y en forma consecutiva, para los caudales pequeños y para los caudales altos, los obstáculos actúan como grandes rugosidades que disipan la energía en el fondo del canal.

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONTROL DE ESCORRENTÍA

Es muy importante para el correcto diseño de las obras de drenaje superficial, que se realice un estudio muy completo de la información hidrológica existente a fin de determinar lo más exactamente posible, la intensidad máxima esperada de la lluvia y los caudales generados.

La mayoría de los diseños de obras de drenaje superficial para taludes, que se realizan con procedimientos totalmente empíricos, dan como resultado obras insuficientes con secciones que no son capaces de manejar los caudales de agua que se concentran en las coronas de los taludes. La razón principal de esta falla es que las intensidades de las lluvias, que en la zona tropical con frecuencia son superiores a 50 mm/hora, no son tenidas en cuenta.

Cálculo de los Caudales de Escorrentía

El volumen de escorrentía depende de varios factores, los cuales incluyen: intensidad de la lluvia, área de drenaje, pendiente y longitud de los taludes que se van a drenar, tipo y extensión de la vegetación o cultivos, condiciones de la superficie y naturaleza de los suelos subsuperficiales.

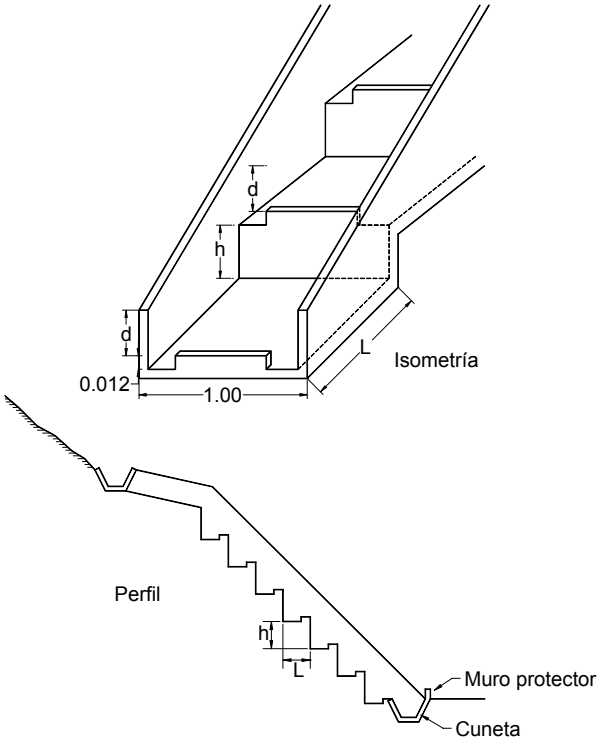


Figura 2.12 Torrentera en gradería con bloques en el fondo.

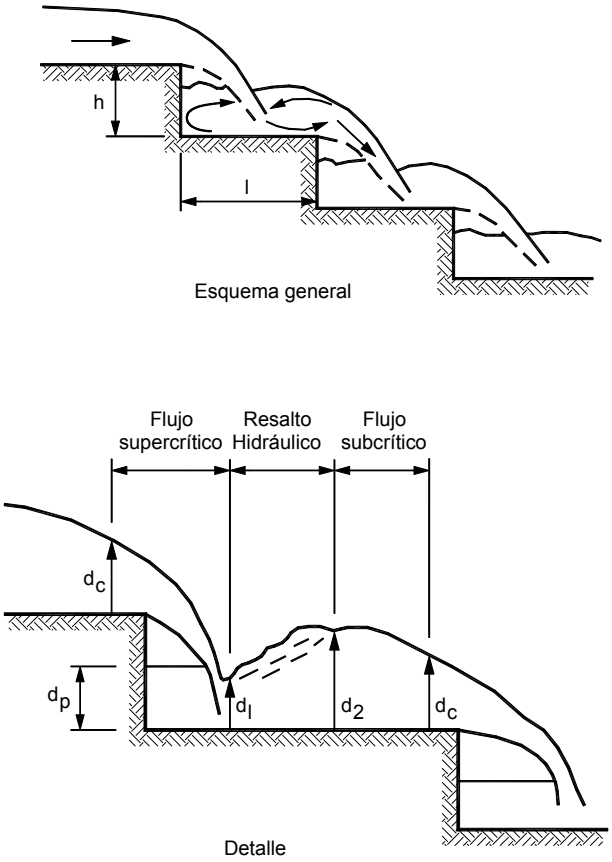


Figura 2.13 Régimen de flujo saltante sobre un canal en gradería (Mejía, 1999).

En las zonas tropicales, en la mayoría de los casos, se utilizan metodologías para el cálculo de los caudales (desarrolladas en países no tropicales) y es muy común que los canales y otras obras para taludes, se desborden por falta de capacidad en el manejo de los caudales.

Para garantizar la efectividad de las obras de drenaje en los taludes, se recomienda ser "prudentemente generosos" en la evaluación de los caudales.

En el diseño de las obras de drenaje para taludes, se recomienda la utilización del método racional, debido a que esta fórmula es relativamente precisa para áreas pequeñas y los caudales calculados tienen, intrínsecamente, un factor de seguridad mayor que otros métodos.

$$Q = \frac{CiA}{3600}$$

Donde:

Q = Caudal recolectado (litros/seg.).
i = Intensidad de lluvia de diseño (mm/hora, la cual depende del tiempo de concentración).
A = Area que se va a drenar (m^2).
C = Coeficiente de escorrentía (Tabla 2.1).

La Geotechnical Engineering Office (1984), recomienda utilizar para taludes un C=1.0 que representa una sobreestimación de la escorrentía, lo cual es muy efectivo para tener en cuenta los procesos de sedimentación de los sistemas, especialmente por la presencia de bloques o cantos.

El área de drenaje debe determinarse por medio de un levantamiento topográfico, donde se definen los bordes de las áreas que aportan agua al sistema de drenaje.

El tiempo de concentración se define como el tiempo máximo tomado por el agua desde el extremo superior del área de drenaje hasta el punto de recolección. El tiempo de concentración puede calcularse con la ecuación modificada de Bransby - Williams:

$$t = 0.14464\left[\frac{L}{H^{0.2}A^{0.1}}\right]$$

Donde:

t = Tiempo de concentración (min)
A = Área de drenaje (m^2)
H = Caída promedio (metros por cien metros) desde la parte más alta del área que se va a drenar hasta el punto de diseño
L = Distancia en metros medida sobre la línea natural de flujo entre el punto de diseño y el punto de drenaje; ésta toma un tiempo más largo para llegar a la sección de diseño

Como la intensidad media de la lluvia disminuye con la duración, la mayor colección de flujo se presenta cuando la duración de la tormenta es igual al tiempo de concentración. A las corrientes que han sido canalizadas o modificadas se les debe dar atención especial y por lo tanto, se les ha disminuido el tiempo de concentración.

En el diseño de obras para taludes, se acostumbra tener en cuenta un período de retorno de 200 años, de acuerdo con las recomendaciones del Geotechnical Engineering Office de Hong Kong.

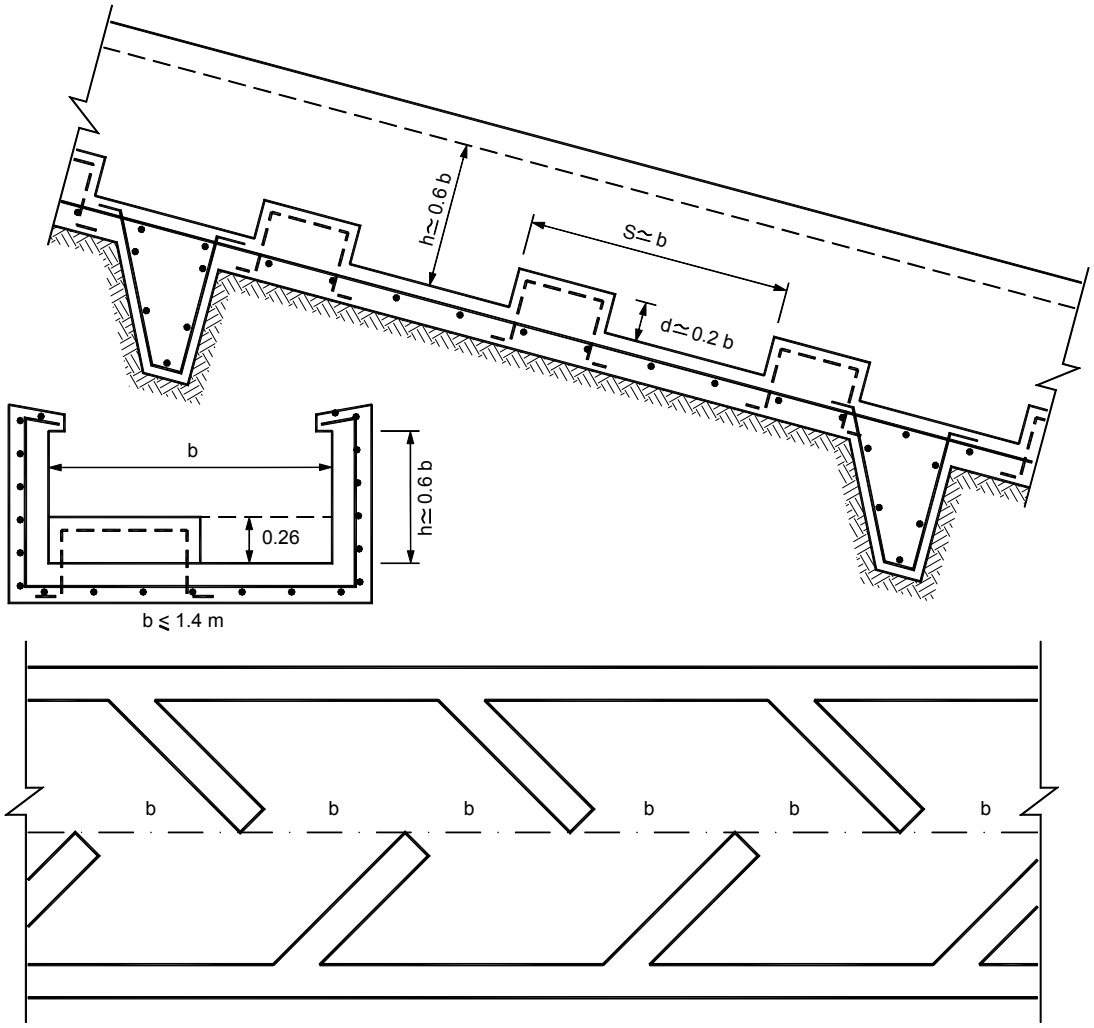


Figura 2.14 Torrentera de un canal disipador con pantallas deflectoras.

Dimensionamiento de las Obras de Drenaje

Criterio de Velocidad mínima

La velocidad de flujo debe ser lo suficientemente grande, para que no se produzca taponamiento del canal. El gradiente mínimo de los canales está determinado por la mínima velocidad de flujo necesaria para evitar la sedimentación. La velocidad no debe ser menor de 1.3 m/s para el flujo pico, con una frecuencia de uno en dos años. Generalmente, la pendiente mínima utilizada es del 2% para impedir la sedimentación. Sin embargo, si existe la posibilidad de transporte de gravas o bloques, se requieren pendientes superiores.

Debe tenerse cuidado de que la velocidad no sea superior a 4 m/seg para evitar desgaste del recubrimiento de concreto y problemas de erosión.

Secciones

El dimensionamiento de la sección del canal puede hacerse con la ecuación de Manning, asumiendo una velocidad máxima permisible de 4 m/seg y una rugosidad η de 0.013 para el concreto liso o mayor de acuerdo con las características del canal. Para calcular la velocidad del flujo, se puede emplear la siguiente expresión:

$$V = \frac{1}{\eta}\left[R^{0.67} S^{0.5}\right]$$

Tabla 2.1 Coeficientes de escorrentía para su uso en taludes (Japan Road Association, 1984)

Superficie	Características	Coeficiente C
Superficie de carretera	Pavimentada	0.7 a 0.95
	Destapada	0.3 a 0.7
Talud	Suelo fino	0.4 a 0.65
	Suelo grueso	0.1 a 0.3
	Roca dura	0.7 a 0.85
	Roca blanda	0.5 a 0.75
Pastizales en suelos arenosos	Pendiente 0 a 2%	0.05 a 0.1
	2 a 7%	0.1 a 0.15
	Más de 7%	0.15 a 0.25
Pastizales en suelos arcillosos	Pendiente 0 a 2%	0.13 a 0.17
	2 a 7%	0.18 a 0.22
	Más de 7%	0.25 a 0.35
Escarpes de fuerte pendiente de roca		0.75 a 0.95
Arenas intermedias		0.20 a 0.40
Parques con árboles y pastos		0.10 a 0.25
Montañas de pendientes suaves		0.30
Montañas de pendientes fuertes		0.50

Donde:
V = Velocidad en m/seg
η = Factor de rugosidad
R = Profundidad hidráulica media
Área/Perímetro en metros
S = Pendiente promedio del canal

Curvas e intersecciones
Cualquier cambio de dirección modifica el sistema de flujo, por lo tanto, las curvas en los cambios de dirección para una velocidad de aproximadamente 2 m/seg, deben tener un radio no menor de tres veces el ancho del canal. Este radio debe ser aún mayor cuando la velocidad es mayor de 2 m/seg.

Las intersecciones entre los canales representan el problema más delicado en un sistema de drenaje. En las intersecciones se presenta gran turbulencia por la alta vulnerabilidad de las intersecciones próximas a ser obstaculizadas por bloques de material y por la tendencia al desborde del flujo.

En las uniones se recomienda ampliar la sección de los canales para darles mayor capacidad y contener la turbulencia. Generalmente, una intersección debe tener un 50% más de sección.

SUBDRENAJE

Las técnicas de drenaje subterráneo o subdrenaje son uno de los métodos más efectivos para la estabilización de los deslizamientos. El drenaje subterráneo tiene por objeto disminuir las presiones de poros o impedir que éstas aumenten. A menor presión de poros la resistencia del suelo es mayor.

El diseño de los sistemas de subdrenaje es complejo debido a que la mayoría de los taludes no son homogéneos desde el punto de vista del drenaje subterráneo y es muy difícil aplicar principios sencillos en el diseño de obras de subdrenaje. El movimiento de las aguas en los taludes por lo general, es irregular y complejo.

El monitoreo es una parte esencial del programa de drenaje. La instalación de piezómetros y la medición de caudales en los subdrenes, es una herramienta muy importante para evaluar, complementar o actualizar con el tiempo, los sistemas de drenaje construidos.

Elementos Para Tener en Cuenta en el Análisis de los Sistemas de Subdrenaje

Sobre el drenaje de aguas subterráneas existe una gran cantidad de incertidumbres y para evaluar los sistemas de subdrenaje, se requiere tener claridad de éstas, entre las cuales se indican las siguientes:

Falta de continuidad de los mantos o sectores permeables. Una debilidad muy importante en la naturaleza de muchos deslizamientos o taludes, es la falta de continuidad de los mantos permeables o la insuficiencia de material permeable para que un sistema de subdrenaje sea efectivo.

Por ejemplo, es muy común que en dos subdrenes cercanos, uno de ellos muestre caudales importantes recolectados y otro no presente caudal alguno o muestre un caudal muy pequeño. También puede ocurrir que en ninguno de los subdrenes haya flujo de agua a pesar de que el talud se encuentre saturado.

Suele ocurrir que, un piezómetro muestre presión de agua alta y un subdrén vecino no muestre caudales recolectados ni se observe efecto del subdrén sobre las alturas piezométricas. En estos casos, es posible que se requieran subdrenes adicionales a los inicialmente proyectados, para aliviar la presión en los sitios donde ésta ha sido mayor y no ha sido abatida.

Cantidad de agua recolectada. La cantidad de agua recolectada por un sistema de subdrenaje depende de la conductividad hidráulica de los suelos o rocas y de los gradientes hidráulicos. Cuando se instala un dren, generalmente, el nivel piezométrico disminuye al igual que el gradiente hidráulico, lo cual reduce el caudal inicialmente recolectado por los drenes.

La disminución de los caudales no es necesariamente un indicativo del deterioro del drenaje. En los suelos arcillosos no se deben esperar caudales importantes de agua pero aún así, es posible que el sistema de drenaje sea efectivo.

Poco efecto del subdrenaje en el factor de seguridad. En los análisis de equilibrio límite de algunos taludes se observa, que se necesitan abatimientos muy grandes de nivel freático para obtener aumentos moderados del nivel de seguridad y si se trata de suelos arcillosos, es muy difícil bajar en forma substancial los niveles freáticos.

En estos suelos, podrían requerirse drenes muy cercanos tanto en el alineamiento horizontal como en el vertical, a fin de obtener los resultados deseados.

Poco efecto del subdrenaje cuando el nivel freático se encuentra muy cercano a la superficie de falla. En este caso es casi imposible mejorar los factores de seguridad con subdrenes de zanja. En algunas oportunidades, se recomiendan subdrenajes como solución sin analizar que su efecto va a ser muy limitado.

Asentamientos en las áreas circunvecinas como efecto del subdrenaje. Cuando se realizan abatimientos grandes de los niveles de agua, es posible que se generen asentamientos en los sectores circunvecinos. Igualmente, es muy frecuente que los vecinos atribuyan cualquier grieta en sus propiedades, a la ejecución del drenaje, sin que éste hubiera sido el causante del problema.

La rata de flujo para el diseño del sistema debe calcularse teniendo en cuenta la permeabilidad del suelo o la roca que se va a drenar. Como regla general, la permeabilidad del material de filtro debe ser al menos 100 veces la permeabilidad del suelo. Una vez calculado el caudal, se debe calcular la sección de los subdrenes mediante el uso de la ley de Darcy. Todos los sistemas de subdrenaje deben diseñarse con factores de seguridad para caudales iguales o superiores a diez, con el objeto de garantizar la efectividad del sistema en el caso de que aparezcan flujos superiores inesperados.

Métodos de subdrenaje

Entre los tipos de obra utilizadas para subdrenaje se encuentran las siguientes:

Cortinas impermeables subterráneas.
El objetivo es evitar el paso interno del agua hacia las zonas inestables.

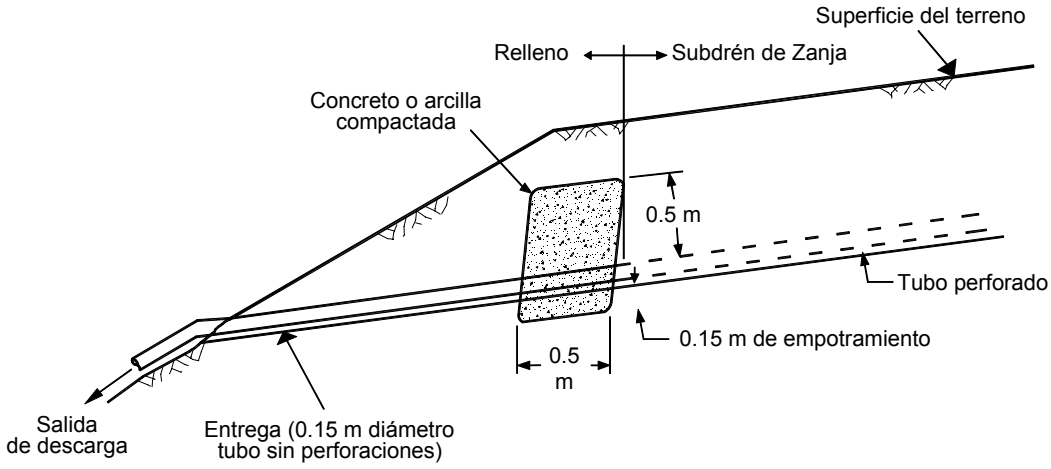


Figura 2.15 Esquema de una cortina impermeable.

Subdrenes de zanja. Los subdrenes de zanja tienen por objeto abatir los niveles freáticos.

Subdrenes de penetración. Son subdrenes horizontales profundos que logran grandes abatimientos de los niveles freáticos.

Colchones de drenaje. Se colocan debajo de los terraplenes o llaves de cortante, para impedir el ascenso de los niveles de agua.

Drenes verticales de alivio. Consisten en perforaciones verticales del drenaje para disipar las presiones de poros.

Galerías de drenaje. Son túneles con objeto de disipar las presiones de poros y disminuir los niveles freáticos.

Drenes de pantalla. Son colchones inclinados de drenaje para evitar que en los afloramientos de agua subterránea se formen cárcavas de erosión.

CORTINAS IMPERMEABLES

Las cortinas impermeables profundas tienen por objeto impedir que el agua subterránea alcance la zona de inestabilidad potencial (Figura 2.15). Las barreras impermeables se han utilizado con frecuencia para impedir el paso de contaminantes, y en los últimos años su uso se ha extendido a la estabilización de deslizamientos (Figura 2.16).

Las pantallas subterráneas pueden consistir en zanjas profundas rellenas de arcilla, asfalto o concreto, tablestacados, cortinas de inyecciones o líneas de bombeo de agua que emplean hileras de pozos verticales.

En el diseño de las cortinas se deben considerar los efectos que tiene el cambio del régimen de aguas subterráneas sobre las áreas adyacentes .

Este sistema produce un aumento del nivel freático y el represamiento del agua subterránea arriba de la pantalla y su utilización debe complementarse con la construcción de subdrenes para controlar los efectos negativos.

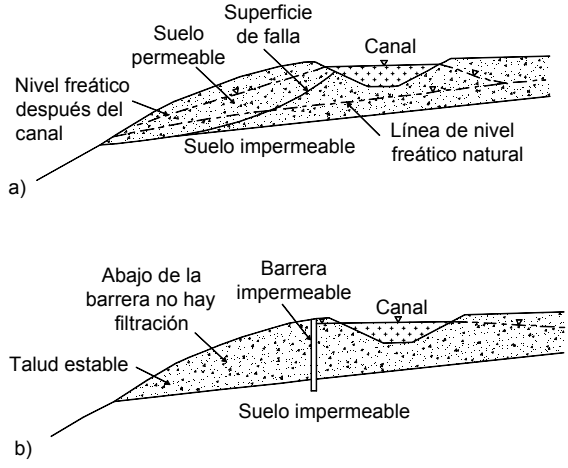


Figura 2.16 Ejemplo del uso de una cortina impermeable para estabilizar un deslizamiento (Cornforth, 2005).

Construcción de Cortinas Impermeables

Para la construcción de las cortinas impermeables se han empleado los siguientes sistemas:

Zanjas de Slurry. Consisten en zanjas excavadas que utilizan lechada de Bentonita como soporte de las paredes.

Geomembranas. Las geomembranas son telas impermeables elaboradas con geosintéticos.

Cortinas de inyecciones. Consisten en perforaciones verticales donde se inyectan a presión, productos impermeabilizantes.

Mezclas de suelo. Consisten en excavaciones rellenas de suelo-cemento u otra mezcla impermeabilizada.

Zanjas de "Slurry"

La técnica de las cortinas construidas que usan zanjas de "Slurry", consiste en muros de concreto construidos como una serie de paneles, con el empleo de excavadoras verticales (Figura 2.17). En el proceso de excavación se utiliza "Slurry" de Bentonita para impedir el derrumbe de las excavaciones. Una vez terminada la excavación de cada panel, se coloca el refuerzo y se funde el concreto.

Estos paneles generalmente tienen un ancho de 2 a 5 metros y un espesor de 60 centímetros a un metro. La profundidad depende de las necesidades del proyecto, del tipo de equipo y la calidad de los materiales y se conoce de pantallas construidas en zanjas de "Slurry" con profundidades hasta de 30 metros (Cornforth, 2005).

Otra alternativa es la construcción de cortinas compuestas por una mezcla de suelo y Bentonita en reemplazo del concreto. También se han utilizado mezclas de cemento y Bentonita o de concreto con Bentonita.

Cortinas de geomembrana

Con relativa frecuencia, se han construido pantallas impermeabilizantes utilizando geomembranas, las cuales son telas impermeables elaboradas con geosintéticos. La mayoría de estas telas son elaboradas con polietileno de alta densidad (HDPE).

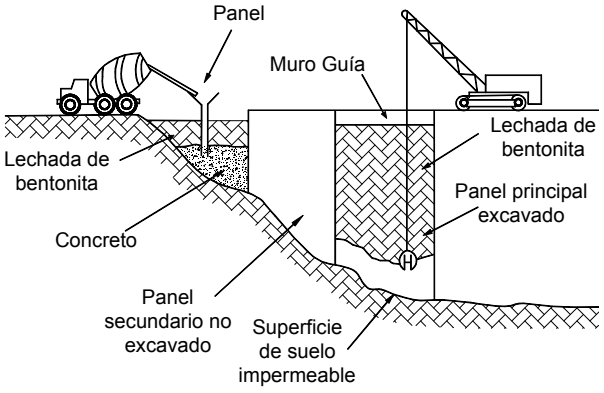


Figura 2.17 Construcción de pantallas de "Slurry" (Millet y otros, 1992).

También se han utilizado geomembranas de PVC, polipropileno y de asfalto. El método constructivo, generalmente consiste en excavar zanjas con retroexcavadora, colocar la geomembrana y rellenar nuevamente con el material excavado.

El espesor de la tela varía de 30 a 100 "mils". Un "mil" equivale a una milésima de pulgada. Por lo general, si se utiliza tela de 30 "mils" ésta se coloca doble. Si se emplea tela de mayor espesor, puede colocarse en una capa sencilla.

Se debe tener cuidado de que no se rompa la geomembrana durante la colocación y que los traslapos sean completamente impermeables. Es común que se presenten fugas de agua en las pantallas de geomembrana y que la mayoría de esas pantallas no sean 100% impermeables.

Cortinas de Inyecciones

Las cortinas de inyecciones se construyen perforando líneas de huecos poco espaciados, en los cuales se inyectan a presión, productos impermeabilizantes. Éstos se traslapan formando una cortina (Figura 2.18). Como productos de inyección se usan lechada de cemento, polímeros u otros productos químicos de baja plasticidad que penetran dentro de los poros del suelo.

En los deslizamientos se emplean inyecciones para impedir el paso del agua en los depósitos de materiales aluviales de grava y arena gruesa e igualmente, en los depósitos de bloque de roca. El objetivo, generalmente, es impedir el paso del agua a través de los mantos permeables hacia el deslizamiento.

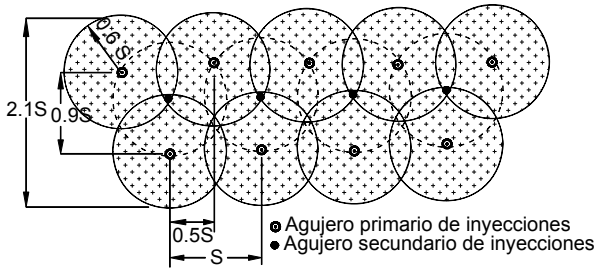


Figura 2.18 Traslapo de inyecciones para formar una cortina impermeable (Cornforth 2005).

Cortinas de Columnas de Suelo con Cemento

Estas pantallas consisten en columnas perforadas, en las cuales se mezcla el suelo del sitio con cemento para formar una pared enterrada impermeable. El proceso incluye la perforación de un hueco inicial de aproximadamente 6 pulgadas de diámetro y la iniciación de un proceso de mezcla de suelo con cemento que va de abajo hacia arriba (Figura 2.19).

Existen varias técnicas para la construcción de pantallas de mezcla de suelo con cemento, con Bentonita y con otros aditivos. Los suelos ideales para mezclas profundas son las gravas, las arenas y los limos, aunque también, se pueden realizar mezclas con arcilla.

Generalmente, se debe tener en cuenta que no es viable este tipo de mezclas cuando hay bloques de roca o cuando los suelos son demasiado duros.

SUBDRENES DE ZANJA

Los subdrenes de zanja son excavaciones realizadas manualmente o con retroexcavadora (comúnmente rellenas de material filtrante), con el objeto de captar y transportar el agua subterránea y de esa forma, abatir el nivel freático.

Zanjas Abiertas

Consisten en zanjas profundas que actúan al mismo tiempo como drenes superficiales y como sistemas de abatimiento del nivel freático. Para que esto se produzca, las zanjas deben profundizarse por debajo del nivel freático. Se produce entonces un afloramiento de agua subterránea en las paredes de la zanja (Figura 2.20).

Las pendientes de los taludes deben ser de baja pendiente para eliminar la posibilidad de erosión por afloramiento del agua subterránea. Como complemento, se pueden colocar filtros invertidos para controlar la erosión lateral.

Subdrenes Contrafuerte

Los drenes contrafuerte son drenes colocados a lo largo de la línea de mayor pendiente o en la dirección del deslizamiento, generalmente, excavados por debajo de la superficie de la falla real o potencial (Figura 2.21).

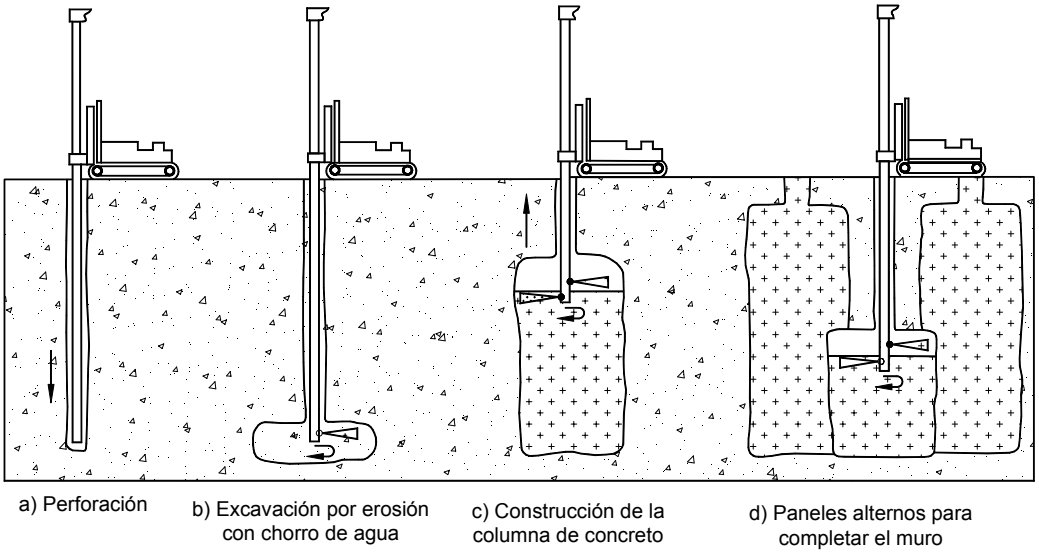


Figura 2.19 Proceso de construcción de pantallas de columnas para suelo mezclado con cemento.

Estos subdrenes cumplen con dos funciones, bajar el nivel freático y mejorar la resistencia en la zona de superficie de falla, mediante la resistencia del material granular que atraviesa la zona de falla (Figura 2.22).

Subdrenes Interceptores

Los drenes interceptores son drenes que se colocan en sentido trasversal al talud, por lo general, en la parte superior de éste o en la corona o cabeza de un deslizamiento (Figura 2.23). El objetivo de estos subdrenes es interceptar el agua subterránea antes de llegar al talud. Idealmente, estos subdrenes deben penetrar por debajo de la superficie de falla para lograr un mayor efecto, pero el riesgo de desestabilización debida a la zanja, es muy alto.

Los subdrenes interceptores se construyen en la parte superior de los deslizamientos, precisamente donde las fuerzas actuantes son mayores y donde es mayor el riesgo de desestabilización por la excavación de las zanjas (Figura 2.24); también se colocan para garantizar la estabilidad de los terraplenes. (Figura 2.25). En ocasiones, se les construyen columnas verticales de piedra colocadas por debajo de los subdrenes de zanja, a fin de aliviar las presiones artesianas (Figura 2.26).

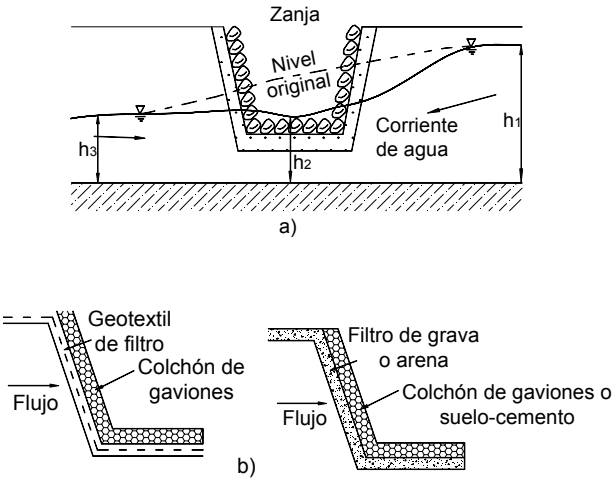


Figura 2.20 (a) Detalle de zanjas profundas para el drenaje y subdrenaje (b) Sistema de filtro invertido para controlar la erosión en las zanjas de subdrenaje.

Subdrenes "Espina de Pescado".

Consisten en una serie de drenes paralelos que conducen a un dren central y de esta forma, con el sistema de drenaje, lograr un mayor cubrimiento del área.

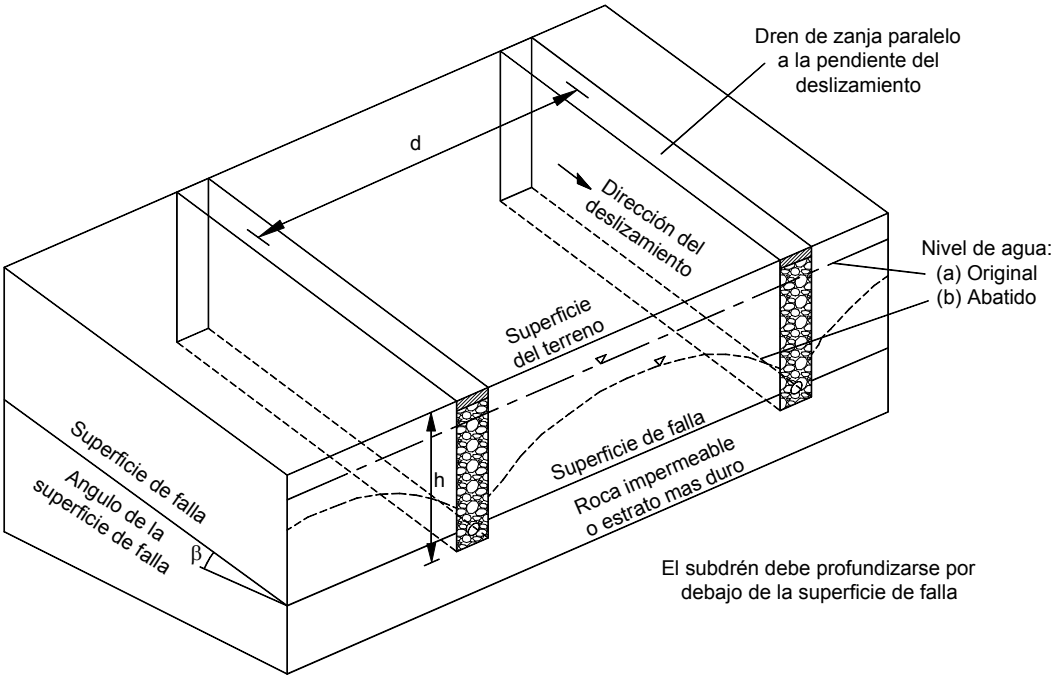


Figura 2.21 Esquema de un grupo de subdrenes de contrafuerte (Cornforth, 2005).

Efectividad de los Subdrenes de Zanja

Los subdrenes de zanja constituyen un sistema de tratamiento muy bueno (a un costo moderado) para los deslizamientos poco profundos y con niveles freáticos superficiales.

Los subdrenes de zanja son más efectivos en los deslizamientos poco profundos (con profundidad menor a 3 mts), en los cuales los drenes penetran completamente a través de la masa deslizada dentro del material estable.

En los deslizamientos profundos (más de 6 m de espesor), generalmente los subdrenes de zanja no son efectivos y se pueden requerir otros sistemas de subdrenaje, como son los drenes horizontales o las galerías de drenaje. Los subdrenes de zanja, generalmente, se consideran como obras complementarias dentro del proceso de estabilización en los deslizamientos profundos.

No es necesario profundizar los subdrenes de zanja, en todos los casos, por debajo de la superficie de falla y en cambio, sí puede ser suficiente para la estabilización de un deslizamiento, el abatimiento (en un determinado porcentaje) de los niveles de agua subterránea.

Con frecuencia, los drenes de zanja que sólo penetran dentro del deslizamiento pero que no atraviesan la superficie de falla, pueden mejorar las condiciones de estabilidad pero no siempre actúan como estabilizadores. Comúnmente, se precisan obras adicionales al sistema de subdrenaje. Los subdrenes para la estabilización parcial, se pueden construir en la dirección de la pendiente o transversal a ésta.

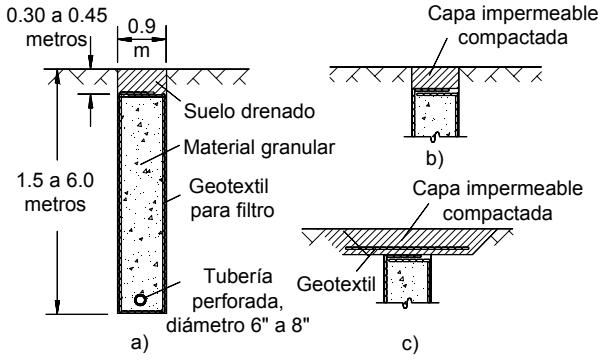


Figura 2.22 Detalles típicos de un subdrén de zanja (Cornforth, 2005).

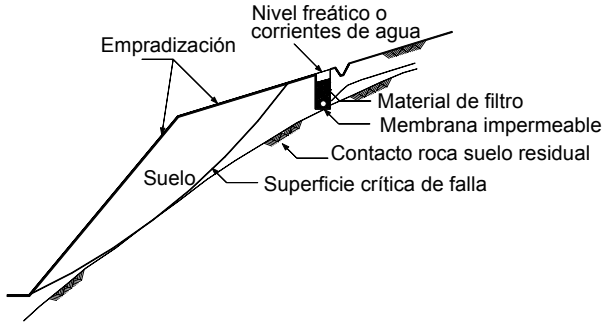


Figura 2.23 Colocación de un subdrén de corona de talud.

Se puede construir un solo dren o varios drenes paralelos. Es muy difícil y complejo, en la mayoría de los casos, utilizar subdrenes de zanja para el control del agua subterránea en formaciones rocosas y generalmente, se prefiere el uso de subdrenes de penetración.

En las masas de roca, el flujo de agua generalmente está determinado por las juntas y por lo tanto, cualquier sistema de subdrenaje debe estar destinado a interceptarlas.

Igualmente, un sistema de subdrenaje puede generar cambios importantes y peligrosos en el sistema interno de drenaje de un macizo de roca.

MATERIALES PARA SUBDRENES DE ZANJA

Entre los materiales que se utilizan para la construcción de subdrenes de zanja se encuentran los siguientes:

- Geotextiles no tejidos y Geotextiles tejidos
- Geodrenes 100% sintéticos
- Materiales granulares
- Tubería perforada

El tipo de material que se debe emplear para un subdrén específico, depende de la disponibilidad de materiales en la región, la necesidad de captación, el comportamiento, el caudal del dren, la vulnerabilidad del sistema de subdrenaje y los costos.

Geotextiles

Los geotextiles son telas permeables, filtrantes, construidas con fibras sintéticas, especialmente polipropileno, poliéster, nylon y polietileno. Los geotextiles, generalmente, se clasifican en tejidos y no tejidos (Tabla 2.2). Los tejidos a su vez, se diferencian de acuerdo con el sistema de tejido.

Los geotextiles más utilizados para filtro, son los no tejidos, entre los cuales se deben diferenciar los perforados con alfileres, los pegados al calor y los pegados con resinas (Figura 2.27); aunque es común encontrar mezclas de los tres procesos de manera simultánea.

La durabilidad de los geotextiles está en función de la resistencia de las fibras poliméricas y las resinas, a los ataques ambientales. Los principales problemas de las telas filtrantes corresponden a su baja resistencia a la exposición a los rayos solares, (los cuales las descomponen), a las altas temperaturas y al ataque de productos químicos.

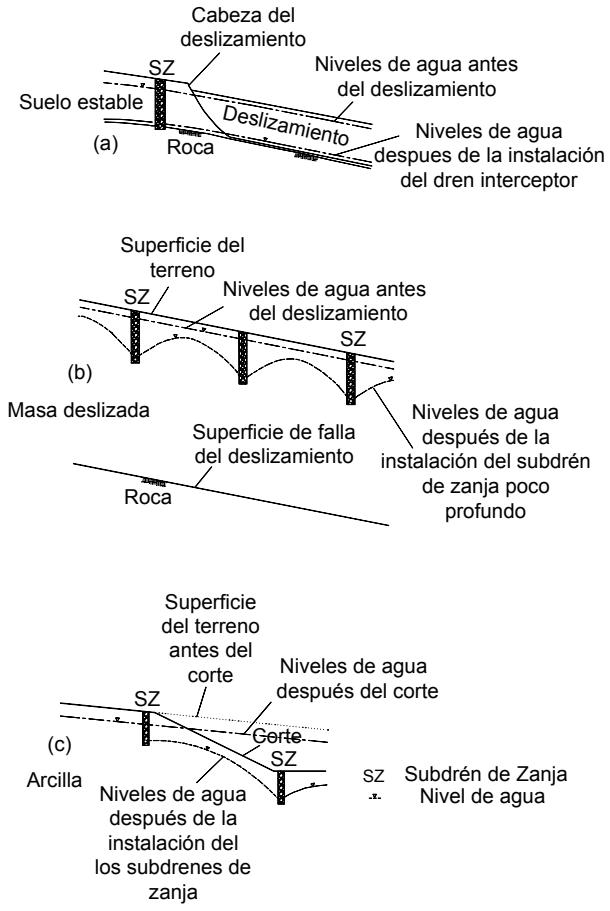


Figura 2.24 Detalle de subdrenes interceptores a través del talud (Cornforth, 2005).

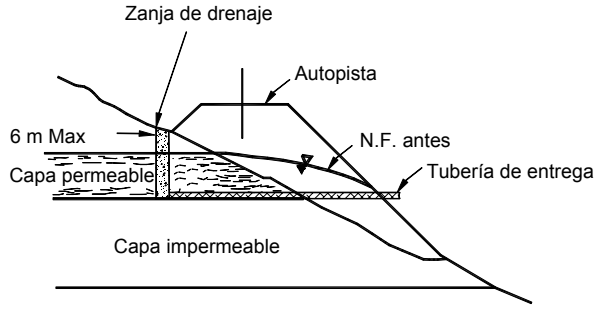


Figura 2.25 Subdrén interceptor de zanja en el terraplén de una vía.

Los Geotextiles como Material de Filtro

Desde el punto de vista de la filtración de los geotextiles, se hace el análisis con los siguientes criterios, tomados de la FHWA de los Estados Unidos:

Criterio de retención del suelo

- *Para los suelos con ≤ 50% de pasantes del*

$$O_{95} \leq BD_{85}$$

tamiz ASTM No. 200
B = 1 Para $C_u \leq 2$ ó > 8
B = 0.5 C_u para $2 < C_u \leq 4$

$$B = \frac{8}{C_u}$$

Para $4 < C_u \leq 8$

- *Para los suelos con > 50% de pasantes del tamiz ASTM No. 200*

$0_{95} \leq D_{85}$ Para geotextiles tejidos
$0_{95} \leq 1.8\ D_{85}$ Para geotextiles no tejidos
AOS de la tela ≥ abertura del tamiz No. 50 (0.297 mm)

Donde:
0_{95} = Tamaño de la abertura medida del geotextil al cual se le retiene el 95% del peso de las partículas esféricas de vidrio
D_{85} = Diámetro del tamiz en mm que permite el paso del 85% en elpeso del suelo
AOS = Tamaño de la abertura aparente del geotextil
C_u = D_{60} / D_{10} Coeficiente de uniformidad del suelo

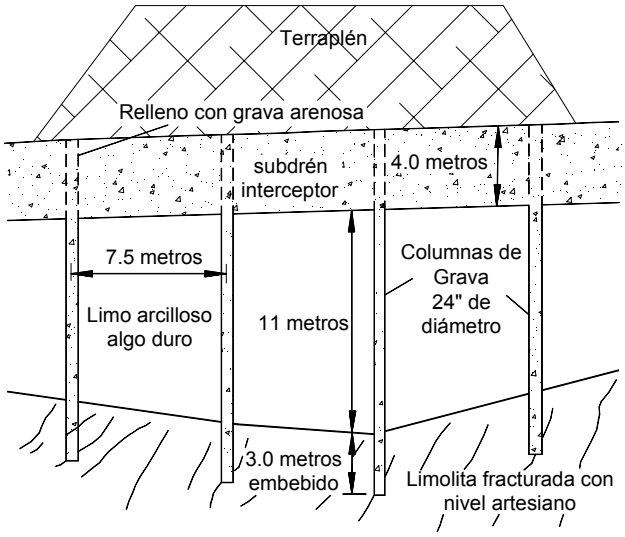


Figura 2 .26 Columnas verticales de piedra colocadas por debajo de los subdrenes de zanja para aliviar presiones artesianas (Cornforth, 2005).

Criterio de permeabilidad

- *Para aplicaciones en las cuales existe alto riesgo*

$$K_n \geq 10 \text{ veces } K$$

El diseñador deberá realizar ensayos de filtración para comprobar que el geotextil no se tapa.

En situaciones potenciales de taponamiento se recomienda la siguiente especificación:

Porcentaje de área abierta ≥ 4% para geotextiles tejidos
Porosidad ≥ 30% para geotextiles no tejidos

- *Para aplicaciones no críticas*

$$K_n \geq K$$

Donde:
K = Permeabilidad del suelo
K_n = Permeabilidad normal con respecto del plano del geotextil

Adicionalmente, se pueden exigir condiciones de resistencia a la tensión "Grab", para garantizar que el geotextil no se rompa durante el manejo.

Geodrenes o Subdrenes Sintéticos

Debido a la dificultad de obtener materiales naturales para los subdrenes y con el desarrollo de las mallas sintéticas, se está haciendo popular el uso de los subdrenes 100% sintéticos (Figuras 2.28 y 2.29). Estos subdrenes consisten en tres elementos básicos:

Geomalla. La geomalla es una red sintética construida de forma que se generan unos canales que facilitan el flujo del agua.

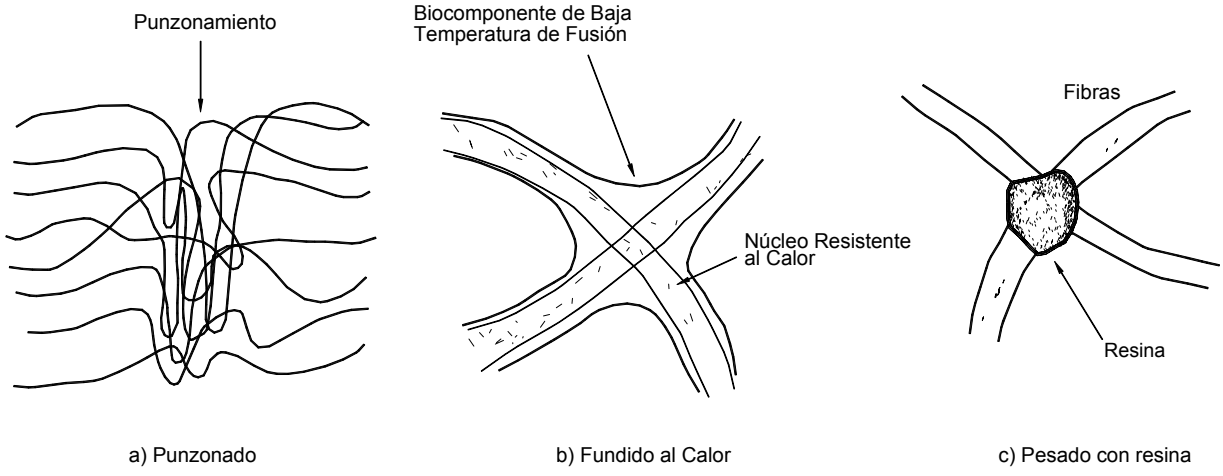


Figura 2.27 Diagramas esquemáticos de varios tipos de unión de fibras en geotextiles no tejidos.

Tabla 2.2 Rango de algunas propiedades representativas de geotextiles utilizados para filtro (Lawson, 1982).

Geotextil	Resistencia a la Tensión (KN/m)	Elongación Máxima (%)	AOS (mm.)	Caudal de Flujo ($l/m^2/seg$)	Peso Unitario (g/m^3)
TEJIDOS					
Monofilamento	20-80	5-35	0.07-2.5	25-2000	150-300
Hilo	40-800	5-30	0.2-0.9	20-80	250-1300
Cinta	8-90	15-20	0.05-0.1	5-15	100-250
NO TEJIDOS					
Punzonado	7-90	50-80	0.02-0.15	25-200	150-2000
Fundido	3-25	20-60	0.01-0.35	25-150	70-350
Con Resina	4-30	30-50	0.01-0.35	20-100	130-800

Geotextil. La geomalla se envuelve en un geotextil, el cual actúa como un filtro que impide el paso de las partículas del suelo hacia la geomalla y permite a su vez, el flujo del agua.

Tubo colector perforado. En el extremo inferior de la geomalla (envuelto por el geotextil) se coloca una manguera perforada especial para subdrenes, la cual recoge y conduce el agua colectada por la geomalla.

Materiales Granulares

Los materiales más utilizados, históricamente, para la construcción de subdrenes de zanja, son los suelos granulares y bloques de roca.

El material de filtro debe cumplir los siguientes objetivos:

- Impedir el paso de las partículas finas del suelo que se va a proteger. Se debe tener en cuenta que los drenes tratan de taponarse por el transporte y el depósito de las partículas más finas del suelo.

- Permitir la filtración rápida del agua

Para cumplir con estos objetivos, los materiales de filtro deben cumplir ciertos requisitos de granulometría (Figura 2.30). Los materiales deben ser suficientemente gruesos para facilitar el drenaje y suficientemente finos para evitar el peso del suelo que se va a proteger.

Criterio de Filtración o protección contra la erosión interna

El propósito de un filtro es proteger el suelo contra la erosión interna y al mismo tiempo, permitir el paso del agua. En la literatura técnica se han presentado varias relaciones entre los diversos parámetros granulométricos del suelo y del filtro, que se deben cumplir para garantizar su funcionamiento óptimo. Para objeto del presente texto, sólo se presentan los más empleados.

En los suelos granulares y limosos se establecen las siguientes relaciones entre el material del filtro y el suelo alrededor del filtro:

La primera relación de granulometría de un material de filtro fue la propuesta por Bertram (1940).

$$D_{15}\ (filtro)/D_{85}\ (suelo) \leq 6 \text{ a } 11$$

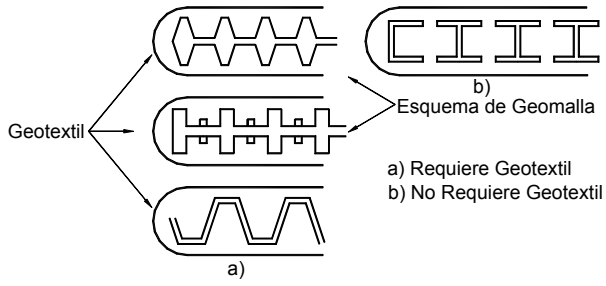


Figura 2.28 Secciones de geodrenes o subdrenes sintéticos.

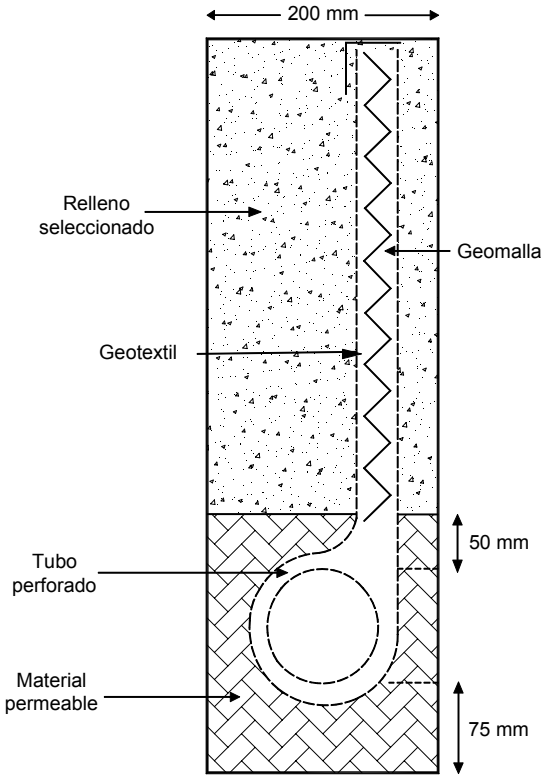


Figura 2.29 Diagrama de un geodren con tubería colectora.

Basado en los ensayos realizados por Bertram, Terzaghi y Peck (1967) modificaron esta relación bajando el límite a 4.

$$D_{15}\,(filtro)/D_{85}\,(suelo) \leq 4$$

Algunas normas de instituciones recomiendan utilizar un límite de 5 para suelos bien gradados y de 6 para suelos uniformes, es decir:

$$D_{15}\,(filtro)/D_{85}\,(suelo) \leq 4 \text{ para suelos bien gradados}$$

$$D_{15}\,(filtro)/D_{85}\,(suelo) \leq 6 \text{ para suelos uniformes}$$

Sherard (1984) definió en ensayos de laboratorio que se presenta falla por erosión cuando la relación anterior alcanza un valor de 9 .

D_{15} es el diámetro de partícula para el 15% de pasantes en la curva granulométrica.

D_{85} es el diámetro de partícula para el 85% de pasantes en la curva granulométrica.

De acuerdo con el Geotechnical Engineering Office de Hong Kong, se deben cumplir, adicionalmente, las siguientes condiciones:

$$D15(filtro)/D15(suelo) < 40$$

$$D50(filtro)/D50(suelo) < 25$$

Criterio de permeabilidad o facilidad de flujo

El criterio más utilizado para garantizar un drenaje fácil del agua a través del filtro, es el propuesto por Terzaghi y Peck (1948):

$$D15(filtro)/D15(suelo) \geq 4$$

El Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos recomienda un límite de 5 para la desigualdad anterior, lo cual equivale a que la permeabilidad del filtro sea 10 a 100 veces mayor que la del promedio del suelo a su alrededor.

Porcentaje de finos

Es muy importante que el material de filtro no posea más de un 5% de material que pase la malla 200, para evitar la migración de finos del filtro hacia las tuberías de drenaje y para garantizar una permeabilidad suficiente a fin de que el agua drene fácilmente. Algunas entidades exigen limitar los finos a solo 3%. Un material con el 6% de finos posee de 1/3 a 1/5 la permeabilidad de un material que tiene el 3% de finos.

Forma de las curvas de gradación

Se deben evitar los filtros cuya gradación tenga vacíos de algunos tamaños de granos, o sea los materiales con curvas granulométricas que presenten gradas.

El Geotechnical Engineering Office de Hong Kong recomienda que se cumplan las siguientes relaciones para evitar la segregación:

$$4 < D60(filtro)/D10\,(filtro) < 20$$

El tamaño máximo de partícula no debe ser mayor de 75 milímetros

$$D60\,(filtro)/D10\,(filtro) = \text{coeficiente de uniformidad}$$

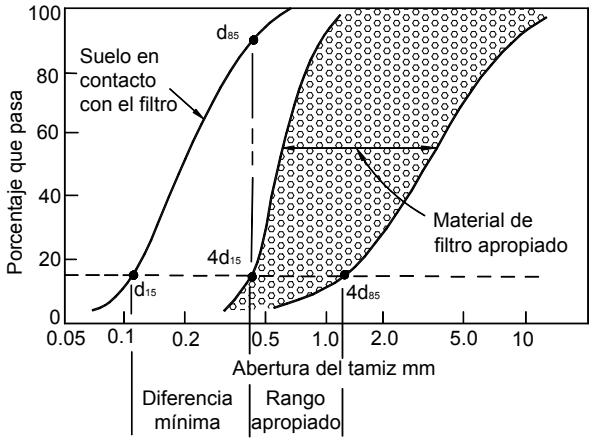


Figura 2.30 Esquema de la granulometría aceptable para un filtro de protección de un determinado suelo.

Cuando el suelo que se desea drenar presenta algunos tamaños de partículas (escasos o inexistentes) esto se manifiesta en un quiebre pronunciado de su curva granulométrica. Sobre lo particular, algunos especialistas recomiendan que el material de filtro debe ser diseñado sobre la base de las partículas del suelo más finas (menores que el punto de quiebre). Similar recomendación se hace cuando se trata de suelos estratificados por tamaños variables.

Algunos autores han propuesto relaciones con el coeficiente de uniformidad del filtro y con el D_{50} del suelo y del filtro o el D_{95} y el D_{75} del suelo e incluso, se han presentado propuestas con ecuaciones logarítmicas relativamente complicadas (Schuller y Brauns, 1992).

Materiales de filtro estándar

En ocasiones, es difícil encontrar un material natural que cumpla las condiciones del material de filtro para un determinado suelo y se requiere fabricarlo mediante tamizado y/o mezcla de materiales.

La antigua Secretaría de Obras Públicas de México (SOP), recomendaba un filtro general básico en todo tipo de suelos para subdrenes de carreteras, de acuerdo con la tabla 2.3. Este tipo de filtro, aunque cumple con las especificaciones para una gran gama de suelos, en algunos casos podría presentar problemas de erosión interna o taponamiento.

En el Estado de California, la especificación de filtro tipo 2 es similar, pero existen diferencias significativas entre las dos recomendaciones (Tabla 2.4). De acuerdo con nuestro criterio, es fundamental la limitación a solo 3% del porcentaje de finos.

Tabla 2.3 Granulometría de materiales para filtro de acuerdo con la experiencia en México (Secretaría de Obras Públicas de México).

Malla Tamiz ASTM	Porcentaje que Pasa en Peso
1 ½”	100
1”	80 a 100
3/4”	85 a 100
3/8”	40 a 80
No. 4	20 a 55
No. 10	0 a 35
No. 20	0 a 20
No. 40	0 a 12
No. 100	0 a 7
No. 200	0 a 5

Tabla 2.4 Granulometría del filtro tipo 2 de California, recomendado por H. A. Cedergren y adoptado por Caltrans (Std spec 68-1025 - 1958)

Tamiz	Porcentaje de Pasantes
1”	100
3/4”	90-100
3/8”	40-100
N° 4	25-40
N° 8	18-33
N° 30	5-15
N° 50	0-7
N°200	0-3

Un filtro debe tener la capacidad para drenar. Por ejemplo: Un filtro clase 2 (California) posee una conductividad hidráulica de aproximadamente 5.0×10^{-2} cm/seg.

La roca triturada limpia (grava 3/4” x 1.5”) posee una conductividad de aproximadamente 2 cm/seg. Esto implica que una grava de trituración posee 40 veces más capacidad que el filtro clase 2 de California.

Agregados para subdrenes con geotextil

Generalmente, los subdrenes de zanja con geotextil emplean agregados gruesos y uniformes.

Los tamaños que se utilizan comúnmente son los siguientes:

- Bloques de roca de 2 a 4 pulgadas de diámetro.
- Gravas de 1 a 2 pulgadas de diámetro.
- Gravas de ¾ de pulgada a 1 ½ pulgadas.

Algunas entidades aducen que existe un riesgo de que al aumentar el tamaño del material, aumente la posibilidad de rotura del geotextil durante su colocación. De acuerdo con nuestro criterio, este riesgo es muy pequeño y son muy pocos los casos en que el geotextil se rompe por utilizar bloques de 2 a 4 pulgadas. Entre más grueso sea el material, el comportamiento del subdrén generalmente es más eficiente.

El porcentaje de finos debe limitarse a menos del 3% en peso de pasantes del tamiz número ASTM 200 y los finos no deben ser plásticos. Los subdrenes construidos con material que contenga más del 5% de finos generalmente son ineficientes.

Algunos autores recomiendan el uso de materiales angulosos (Cornforth, 2005), con el objeto de garantizar una mayor permeabilidad y una mayor resistencia al cortante. En el caso de los subdrenes excavados por debajo de la superficie de falla, la utilización de material anguloso genera un mejor efecto estabilizante; sin embargo, cuando los subdrenes no alcanzan la superficie de falla ,es indiferente el uso del material redondeado o anguloso.

En América tropical, generalmente, los materiales redondeados son abundantes y por esta razón, son los que se utilizan con mayor frecuencia.

Para subdrenes sin geotextil de filtro se requiere que el material sea filtrante, es decir, que se cumplan las condiciones que permitan el paso del agua pero impidan el paso de los finos.

Diseño del material de filtro

Adicionalmente a los criterios anteriores, se deben tener en cuenta los siguientes:

- Los suelos residuales son muy variables granulométricamente y debe realizarse un buen número de ensayos de granulometría, previamente al diseño del filtro. Debe tenerse en cuenta que las partículas de mayor tamaño tienen muy poco efecto en el proceso de filtración (Geotechnical Engineering Office, 1993).
- El parámetro D_{85} empleado en el criterio de retención, debe tomarse en forma conservadora teniendo en cuenta la variabilidad del suelo.
- El chequeo de las condiciones de filtración debe realizarse en relación con el material que conduce el flujo y no necesariamente, con todos los materiales en contacto con el dren (Figura 2.31).
- Los ensayos de permeabilidad deben ser realizados en el campo, teniendo en cuenta que la permeabilidad obtenida en el laboratorio es muy afectada por el manejo de la muestra.

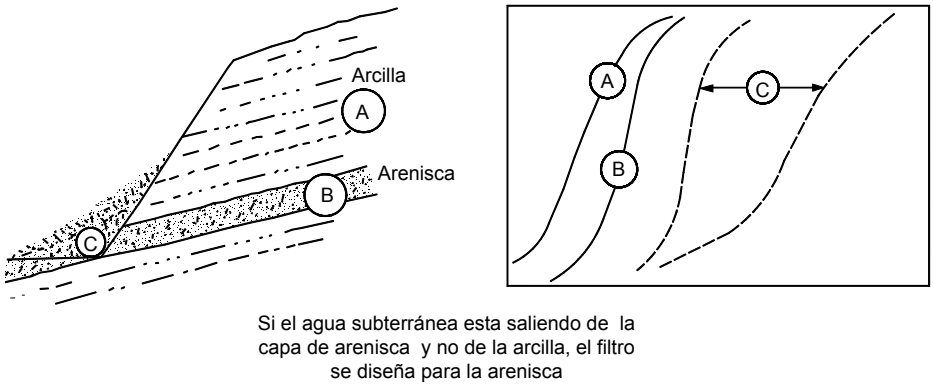


Figura 2.31 En el caso de que haya capas permeables e impermeables, las condiciones de filtración sólo son necesarias para que se cumplan en el manto que produce el flujo del agua hacia el dren.

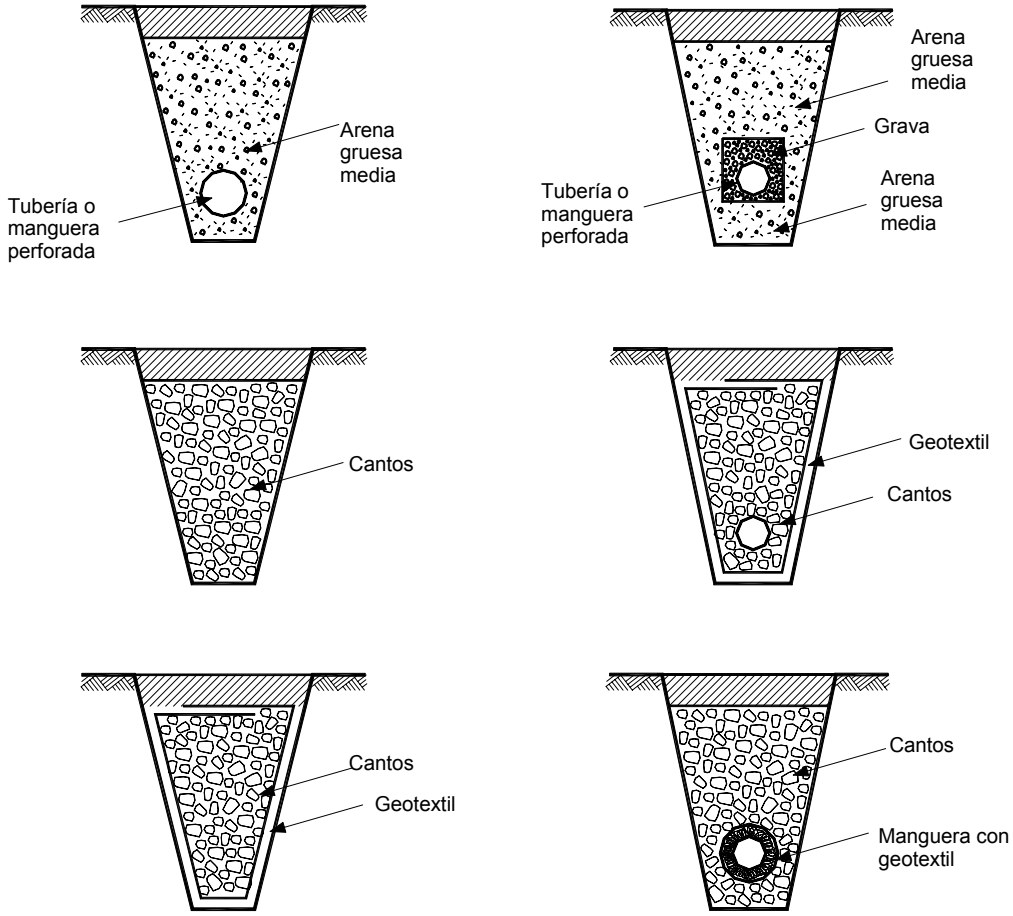


Figura 2.32 Sistemas de dren de zanja.

- En los sitios donde existe flujo concentrado de agua, puede que el uso de geotextiles no sea adecuado y se puede necesitar un sistema mucho más resistente al flujo del agua y que tenga gran permeabilidad.

- Las raíces de las plantas afectan gravemente los filtros; por lo tanto, se debe evitar sembrar árboles cerca de los subdrenes.

- Debe tenerse especial cuidado de no romper el geotextil al colocar los materiales granulares y evitar la exposición al sol, de la tela geotextil, por largos períodos de tiempo.

Tuberías para Filtro

Antiguamente se utilizaban tuberías de arcilla o mortero de cemento para recolectar el agua de los filtros y conducirla hacia un sitio de entrega. En los últimos años, se ha popularizado el uso de tuberías o mangueras plásticas, especialmente de polietileno, PVC o ABS. Igualmente, en algunos países se utiliza la tubería metálica perforada. En la mayoría de los subdrenes con material de diámetro inferior a 1½ de pulgada, es necesario el uso de la tubería colectora para filtros.

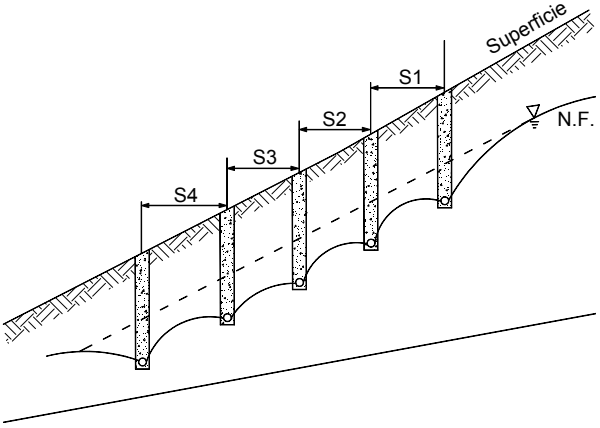


Figura 2.33 El espaciamiento entre subdrenes debe obtenerse del análisis del comportamiento del nivel freático entre éstos.

Cuando se utilizan materiales gruesos, no siempre se coloca tubería colectora, debido a que se supone que el material es excelente conductor y no se requiere un elemento adicional para la recolección y la conducción del agua. Algunos autores recomiendan colocar tubería en todos los casos.

Tamaño de los orificios de la tubería colectora
En la mayoría de los subdrenes con material de filtro se utiliza un tubo colector perforado que se coloca en la parte baja de la zanja embebido en el material filtrante. En cuanto al tamaño de los orificios del tubo recolector, el U.S. Army Corps of Engineers (1953), recomienda la siguiente relación entre el tamaño del filtro y el ancho del orificio:

Para huecos circulares:

$$\frac{D85_F}{Diametro} > 1$$

Para ranuras:

$$\frac{D85_F}{ancho} > 1.2$$

El criterio utilizado por U.S. Bureau of Reclamation (2003) es el siguiente:

$$\frac{D85\ del\ filtro\ al\ orificio}{ancho} \geq 2$$

Los orificios deben estar en la mitad inferior del tubo para lograr una mayor interceptación del agua, reducir el lavado del material y disminuir la cantidad de agua atrapada en la base de la zanja.

Otro factor es la cantidad de material de filtro que debe colocarse alrededor del tubo. El "Uniform Building Code" exige mínimo 9 pies cúbicos de material por pie de longitud de filtro, y una distancia de 6 pulgadas entre el tubo y el fondo de la zanja.

Los filtros de material granular son más eficientes si su espesor es mayor; por ello se recomienda que su espesor sea más de 20 cm.

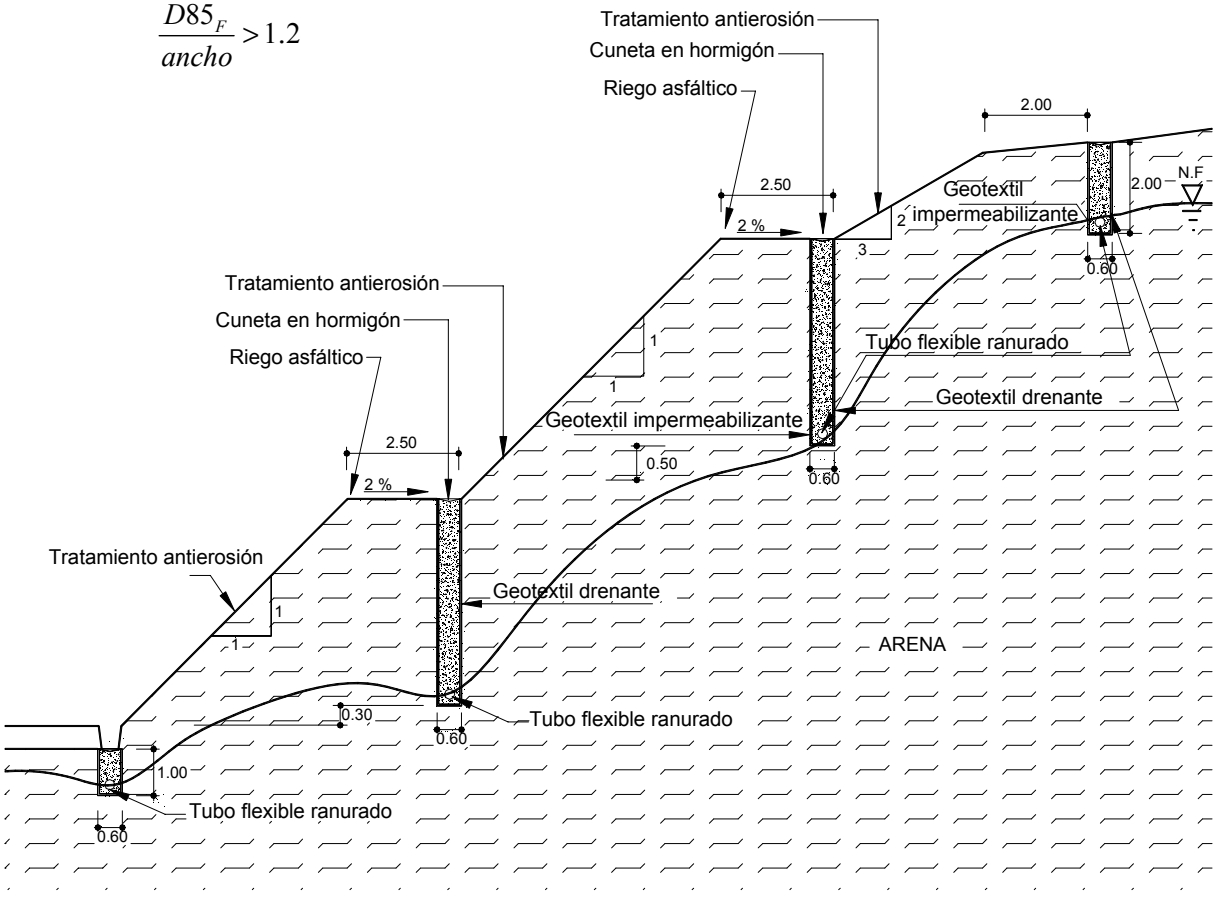


Figura 2.34 Subdrenes en taludes saturados de suelos arenosos y su efecto sobre el nivel freático (Adaptado de Chacón e Ingary).

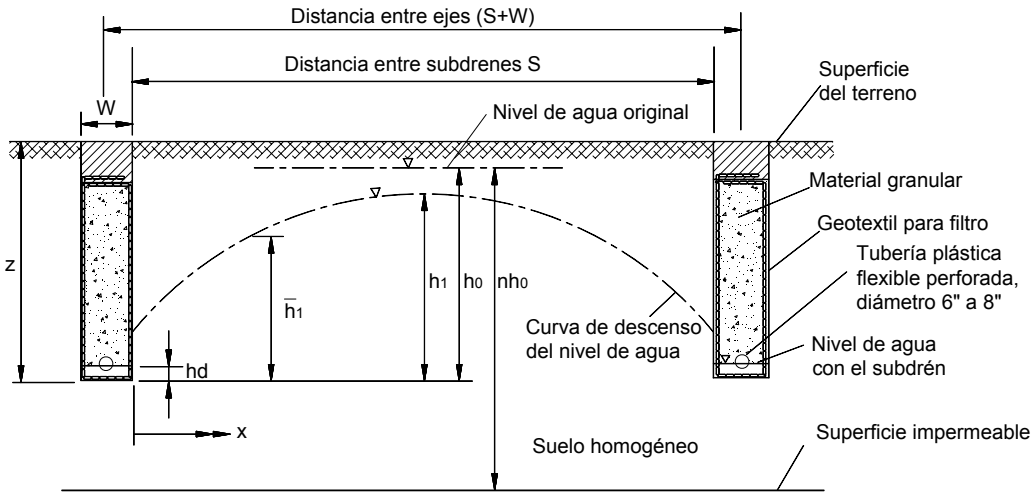


Figura 2.35 Terminología utilizada para el análisis matemático del flujo en subdrenes de zanja (Cornforth, 2005).

DISEÑO DE SUBDRENES DE ZANJA

El diseño de subdrenes de zanja tiene por objeto determinar los siguientes elementos:

- Profundidad y ancho de la zanja
- Espaciamiento entre zanjas
- Localización en planta de los subdrenes
- Material filtrante y especificaciones
- Caudales recolectados
- Sistemas de recolección y entrega

Selección de los Materiales para los Subdrenes

Los subdrenes de zanja pueden ser construidos con los siguientes materiales (Figura 2.32):

- Material de filtro y tubo colector
- Material grueso permeable sin tubo (subdrén francés)
- Geotextil como filtro, material grueso y tubo colector
- Geotextil, material grueso y sin tubo
- Tubo colector con capa gruesa de geotextil alrededor
- Subdrén 100% sintético con geomalla, geotextil y tubo colector

Profundidad y Ancho de los Subdrenes

Un dren de zanja típico es de 1 metro de ancho y de 1 a 3 metros de profundidad. El sistema más utilizado actualmente, es el de material grueso envuelto en geotextil no tejido, el cual actúa como elemento filtrante.

En el procedimiento de construcción se excava la zanja, se coloca el geotextil, se introduce una manguera o tubo de filtro con perforaciones (dentro de la zanja) y se rellena la zanja con material granular grueso.

Finalmente, se cierra el conjunto doblando y traslapando el geotextil. Se recomienda la utilización de material uniforme y lo más grueso posible para garantizar una buena conductividad.

Número de Subdrenes

El número de subdrenes requerido depende de las características de hidrogeología y geomorfología del sitio. Si el talud es una depresión natural de poca extensión de área, es posible que un solo subdrén en el centro de la zona inestable, pueda ser suficiente.

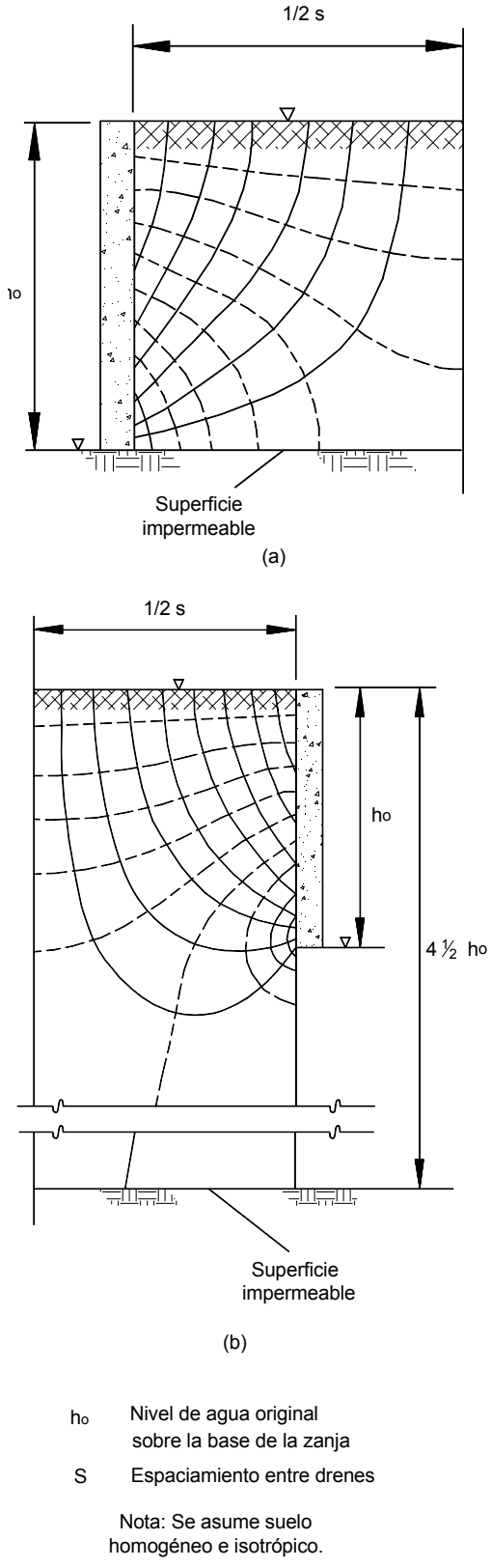


Figura 2.36 Red de flujo hacia un dren (Hutchinson, 1977).

Teorías de Flujo de Agua hacia los Subdrenes de Zanja

El cálculo de caudales y el diseño del espaciamiento entre drenes, requiere un análisis geotécnico (muy completo) del comportamiento del agua en el suelo del sitio (Figura 2.33). Para lograr un suelo uniforme, se puede obtener una solución analítica que incluya otros efectos como la infiltración debida a la precipitación.

Las teorías de redes de flujo pueden utilizarse para el diseño de los sistemas de subdrenaje en suelos homogéneos, pero en los materiales residuales, el diseñador debe tener un conocimiento muy claro de la estructura geológica, en especial de la presencia de mantos, discontinuidades o zonas de alta permeabilidad. Al colocar un subdrén, se está colocando un punto de presión atmosférica dentro de una masa de suelo con agua a una presión superior (Figura 2.34).

El efecto inmediato es la generación de un flujo de agua hacia el dren, debido a la diferencia de cabeza hidrostática. El paso siguiente al flujo de agua inicial, es la disminución de la presión de poros en una distancia de influencia a lado y lado del subdrén, la cual depende de la permeabilidad del suelo.

En suelos arcillosos esta distancia de influencia es menor que en los suelos granulares. El producto final, es una nueva línea de nivel freático con puntos de inflexión en los sitios de subdrén (Figura 2.35).

Metodologías para el Diseño de Subdrenes de Zanja

Existen dos enfoques diferentes para el diseño de subdrenes de zanja:

Procedimiento empírico

Este sistema se basa en la experiencia anterior de un experto conocedor del comportamiento del agua en los suelos del sitio.

La profundidad, espaciamiento y demás características del subdrenaje, se determinan con base en el conocimiento previo del experto, conjuntamente con un estudio geotécnico que incluye ensayos de permeabilidad del suelo. La mayoría de los diseños de subdrenes de zanja, para la estabilidad de los taludes, se realizan con reglas empíricas que relacionan el espaciamiento, la profundidad de los subdrenes y la permeabilidad del suelo.

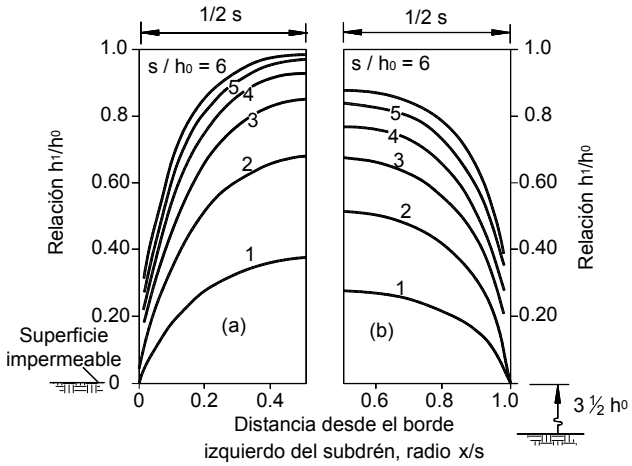


Figura 2.37 Curvas de abatimiento para varios espaciamientos de subdrenes: (a) Con base impermeable en el fondo del dren. (b) Con base impermeable a una profundidad n = 4 ½ (Hutchinson, 1977).

Procedimiento analítico

En este sistema, el diseño se basa en un modelo matemático similar a una red de flujo donde se calculan los efectos para diferentes profundidades de drenes. La mayoría de los métodos analíticos asume que los subdrenes son paralelos y que se aplica el modelo de talud infinito.

Igualmente, suponen que la masa de deslizamiento es homogénea e isotrópica. El objetivo de las soluciones teóricas es predecir el abatimiento del nivel freático entre drenes relacionado con la altura original, el espaciamiento y la profundidad de los subdrenes.

Probablemente, la mejor alternativa para el diseño, es la combinación de sistemas empíricos y analíticos con un conocimiento lo más detallado posible de las características del sistema de agua subterránea.

Método de Hutchinson

Hutchinson (1977) utilizó técnicas de elementos finitos para estudiar los flujos de agua hacia los drenes de zanja. En la figura 2.36 se muestran las líneas de flujo hacia los drenes para los dos casos de subdrenes que se profundizan hasta un manto impermeable y los subdrenes que penetran (parcialmente) el manto permeable. La figura 2.37 indica los perfiles de abatimiento del nivel de aguas para varias relaciones entre el espaciamiento de los drenes y la cabeza de agua original en la base de los drenes de zanja. Finalmente, la figura 2.38 muestra la cabeza promedio como una relación de la cabeza original h_o, para varias distacias en las dos posiciones de la frontera impermeable. Hutchinson observó que los abatimientos reales guardaban una similitud con las graficas, pero que generalmente las curvas eran más rectas.

Método de Stanic

Stanic (1984) modeló las redes de flujo emplenado la ecuación diferencial parcial de la elíptica de Poisson. Su solución se utiliza para calcular los niveles promedio máximos de agua para diferentes ángulos del talud, como una relación de los niveles originales de agua antes de construir los subdrenes (Figura 2.39).

Como se puede observar, el ángulo del talud tiene muy poco efecto sobre el régimen de aguas subterráneas para taludes menores de 4H:1V. Stanic recomienda que la relación del espaciamiento entre drenes S/h_o, no debe ser mayor de 4 porque la experiencia indica que en este caso, los deslizamientos continúan, es decir, que el efecto de los subdrenes es mínimo. El gráfico muestra los abatimientos para diferentes relaciones S/h_o

Método de Bromhead

Bromhead (1984, 1986) elaboró curvas de abatimiento promedio para los diferentes valores de espaciamiento entre drenes al nivel de la frontera impermeable, como se muestra en la figura 2.40, a partir del trabajo de Hutchinson.

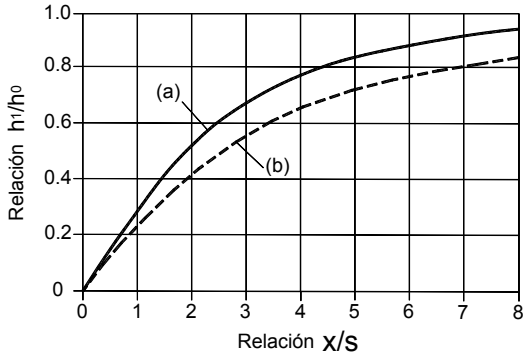
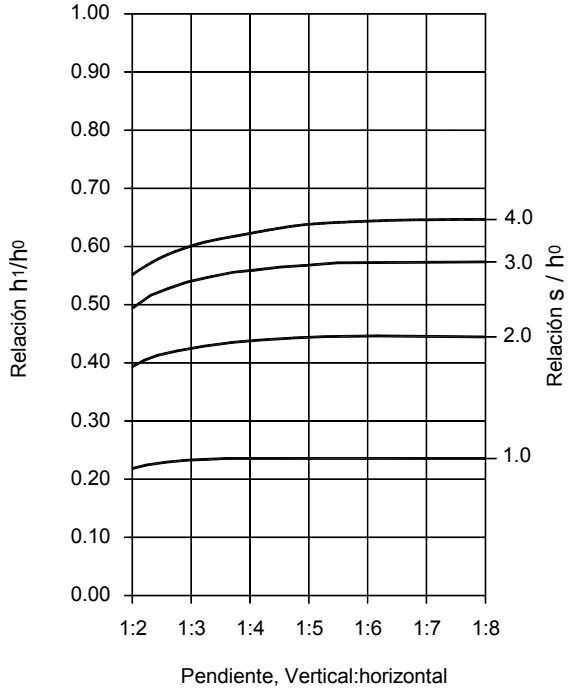
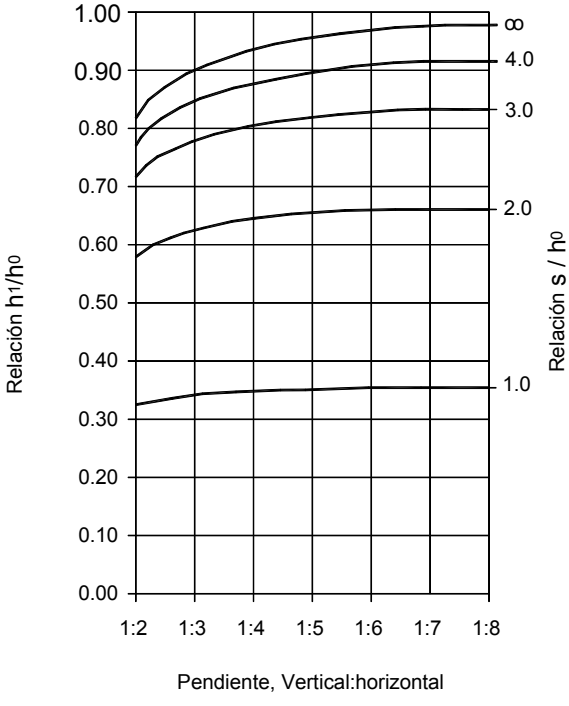


Figura 2.38 Abatimiento promedio para varios espaciamientos de drenes de zanja: (a) Con base impermeable en el fondo del dren. (b) Con base impermeable a una profundidad n = 4 ½ (Hutchinson, 1977).



a)



b)

Figura 2.39 Método de Stanic (1984) donde se muestran las relaciones entre alturas y pendientes.

Bromhead introdujo el parámetro:

$$R_s = R\sqrt{\left(\frac{K_v}{K_h}\right)}$$

Donde:

Kv y *Kh* son coeficientes de permeabilidad en dirección vertical y horizontal, respectivamente.

$R = S/h_o$

La figura 2.41 muestra el abatimiento promedio al nivel de una frontera impermeable. Bromhead (1986), también elaboró tablas a fin de determinar la cabeza promedio contra Rs, para diferentes niveles de referencia.

Comparación de los Diversos Métodos

Los diversos métodos para calcular los niveles freáticos dan valores con diferencias hasta del 30%. Generalmente, el método de Stanic genera abatimientos teóricos mayores y el de Hutchinson menores; sin embargo, no existe una relación general para comparar los métodos, (aplicable a todos los casos) para comparar los diversos métodos.

Las diferencias entre los resultados de los métodos muestran que no es posible realizar cálculos precisos de abatimiento con base en soluciones teóricas. Igualmente, debe tenerse en cuenta que el hecho de que ocurra un abatimiento, no implica que el talud se estabilice.

Como resultado de la comparación entre los métodos de cálculo, Cornforth (2005) concluye que un espaciamiento de 3 a 4 veces la profundidad de los drenes, es una buena escogencia para subdrenes que bajen hasta la superficie de falla.

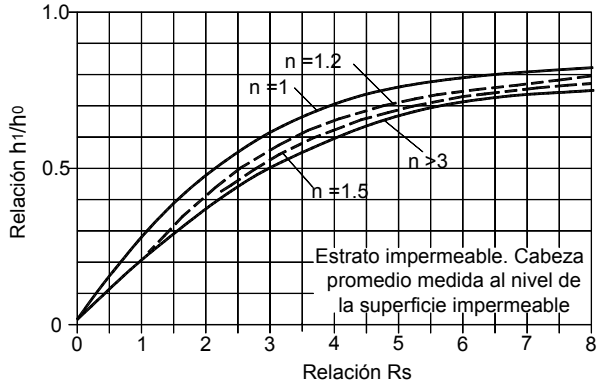


Figura 2.40 Abatimiento promedio para varios espaciamientos de zanja (Bromhead, 1986).

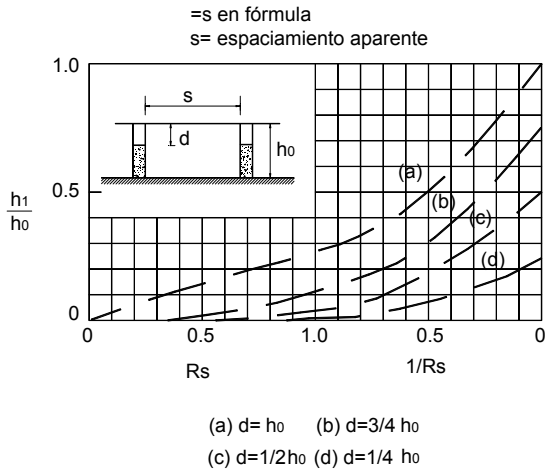


Figura 2.41 Variación de la presión de poros promedio con el espaciamiento de subdrenes de zanja (Bromhead, 1984).

En este caso, los resultados son satisfactorios en relación con el abatimiento del nivel freático (Figura 2.42)

Dificultades para la Excavación de Subdrenes

El principal problema constructivo es la inestabilidad de las paredes de las excavaciones (Figura 2.43). Entre más profundo sea el subdrén, el potencial de inestabilidad es mayor. Es muy difícil realizar excavaciones profundas para drenaje en suelos inestables.

La mayoría de subdrenes de zanja se realiza entre 1 y 2 m de profundidad y la máxima es aproximadamente seis metros, debido a las limitaciones de los equipos de excavación y a la inestabilidad de las paredes de la zanja. Aunque el límite generalmente aceptado para los subdrenes de zanja es de 6 m, se pueden construir subdrenes más profundos mediante excavaciones en dos etapas: La primera, una zanja ancha hasta encontrar el nivel freático y la segunda, menos ancha por debajo del nivel freático.

Una forma de manejar el problema de inestabilidad de las zanjas profundas, es la construcción del dren en tramos cortos (3 a 5 m). En ocasiones, se requiere el entibado completo de las zanjas para garantizar la estabilidad de las excavaciones. Así, se facilita el proceso de excavación aunque la posibilidad de inestabilización por estas zanjas profundas, es relativamente grande.

DRENES HORIZONTALES O DE PENETRACIÓN

Un dren horizontal o subdrén de penetración consiste en una tubería perforada colocada a través de una masa de suelo mediante una perforación profunda subhorizontal o ligeramente inclinada, con la cual se busca abatir el nivel freático hasta donde se incremente la estabilidad del talud al valor deseado (Figuras 2.44 a 2.46).

El diámetro de las perforaciones aproximadamente es de 3 a 4 pulgadas dentro de las cuales se colocan tuberías perforadas. Generalmente, se recomiendan perforaciones con tricono unido a la tubería de perforación NQ. Este hueco aproximadamente es de 4 ½ pulgadas. La principal ventaja de los subdrenes horizontales es que son rápidos y simples de instalar y se puede obtener un aumento importante del factor de seguridad del talud en muy poco tiempo.

Tubería Utilizada para los Subdrenes de Penetración

Los tubos utilizados pueden ser metálicos, de polietileno o PVC, generalmente con diámetros de 2" ó 3". Maddison y Jones (2000) recomiendan el uso de tubería de al menos 4 pulgadas, para asegurar la eficiencia de los sistemas de subdrenaje a largo plazo.

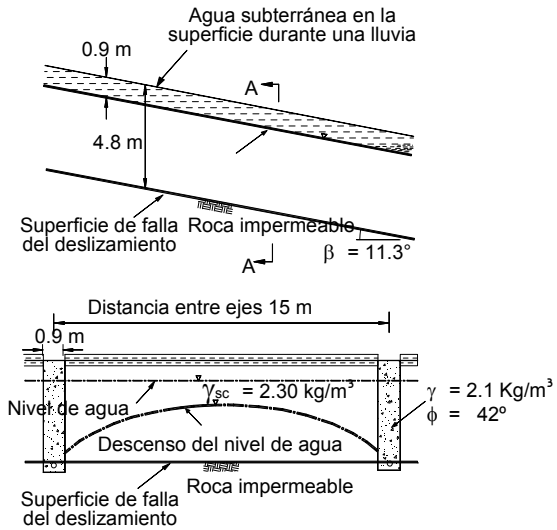


Figura 2.42 Ejemplo de cálculo de abatimiento para dos subdrenes de zanja tipo contrafuerte y penetración total (Cornforth 2005).

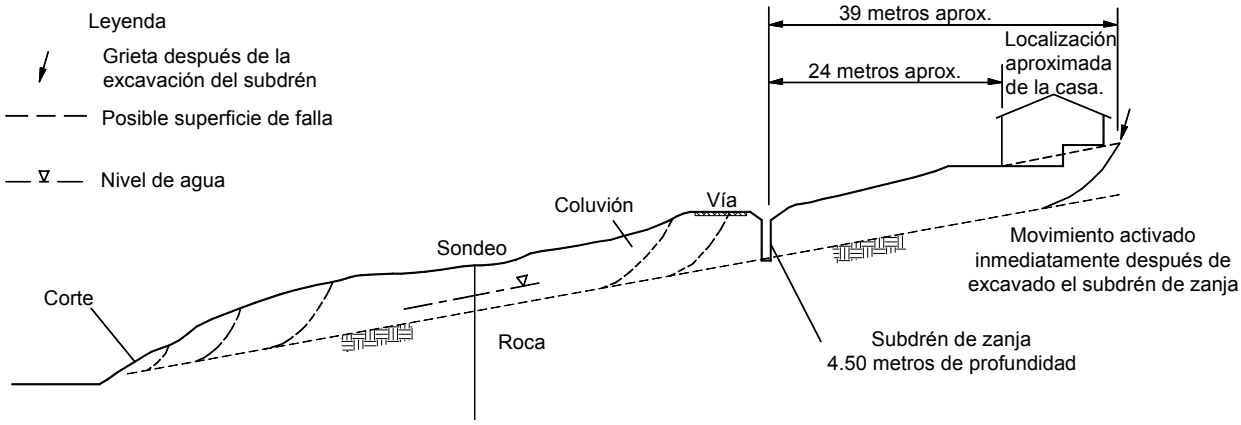
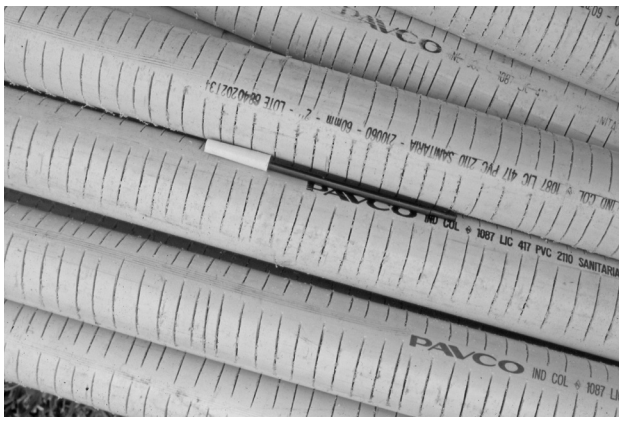


Figura 2.43 Esquema de un deslizamiento activado al realizar la excavación para un subdrén (Cornforth 2005).

En los Estados Unidos los subdrenes horizontales generalmente se construyen con tubería PVC de calibre 80 de acuerdo con la norma ASTM D 1785. La tubería es de 1.5 pulgadas de diámetro interno y 1.9 pulgadas de diámetro externo, con uniones soldadas con solventes de 10 o 20 pies de longitud.

Las ranuras

La tubería se puede perforar con agujeros circulares o hacerle ranuras en sentido transversal (Fotografía 2.6). Los orificios de la tubería se hacen generalmente con diámetros de 5 a 1.5 milímetros, con una densidad de 15 a 30 agujeros por metro de tubería. Entre mayor sea la abertura de las ranuras, el paso del agua se hace más fácil, pero al mismo tiempo, se pasa la arena y el limo a través de los orificios.



Fotografía 2.6 Ranuras cortadas manualmente para los subdrenes de penetración.

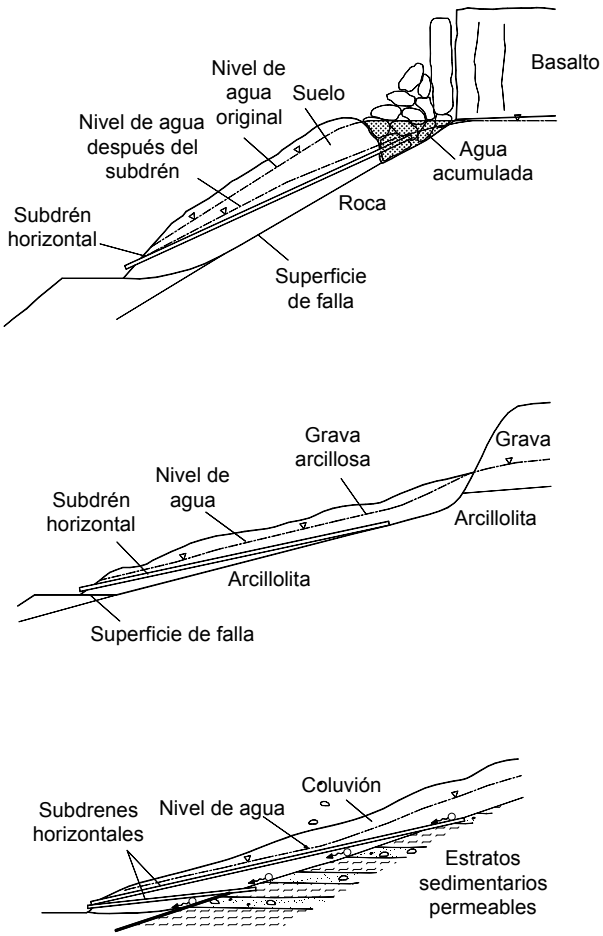


Figura 2.44 Ejemplos de condiciones geológicas en las cuales se han empleado subdrenes horizontales como medida remedial (Cornforth, 2005).

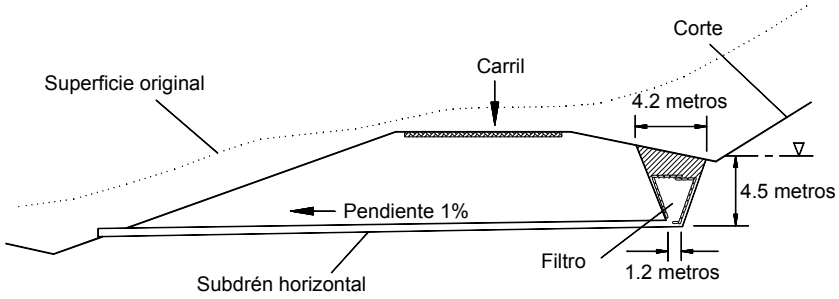


Figura 2.45 Uso de un subdrén horizontal como colector de un dren interceptor en una vía (Barrett, 1979).

El menor ancho de los orificios es de 0.01 pulgadas, pero este fácilmente produce el taponamiento y se requiere una limpieza más frecuente (Cornforth 2005). En la mayoría de los casos se utilizan anchos de 0.02 pulgadas.

Para que los anchos de las perforaciones actúen adecuadamente como filtro, el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos exige que:

$$d_{85} suelo > 1.2 ancho\ de\ ranura$$

Si el suelo tiene partículas muy finas, limos o suelos dispersivos, se recomienda anchos de ranura de 0.01 pulgadas. La totalidad de la longitud del tubo debe tener ranuras, con excepción del 1.5 a 5.0 metros más cercanos a la superficie del talud, en las cuales se coloca la tubería sin ranuras para prevenir que las raíces de los árboles invadan el interior del tubo y/o pueda ocurrir erosión en la salida.

La mayoría de las especificaciones exige que las ranuras se encuentren en la parte alta del tubo; sin embargo, no se han detectado problemas en subdrenes con ranuras alrededor. En la mayoría de los casos, en los subdrenes de gran magnitud, la torsión en el tubo genera cambios fuertes en la orientación. Cornforth (2005) conceptúa que en la práctica tiene muy poca importancia en qué parte del ducto se encuentren localizadas las ranuras o perforaciones.

Colocación de geotextil

En ocasiones, se exige la colocación de un geotextil de filtro alrededor de los ductos. La experiencia ha demostrado que los subdrenes horizontales con geotextil, tienden a taparse muy rápidamente, mientras los subdrenes sin geotextil tienen una vida útil muy superior. El geotextil no es recomendable a menos que la erosionabilidad interna de los suelos sea de tal magnitud, que se produzcan flujos de lodo o limos hacia el dren.

El proceso de limpieza de los subdrenes es mucho más eficiente cuando no existe geotextil. El problema principal es que el área perímetral del ducto es muy pequeña y se deposita una torta de suelo junto al geotextil, la cual disminuye en forma drástica la eficiencia del subdrén.

Salida y entrega del agua

Algunas veces, los subdrenes se diseñan para que recolecten agua solamente en el sector cercano a la punta interior y se inyecta con un impermeabilizante, la longitud restante del tubo (Figura 2.47).

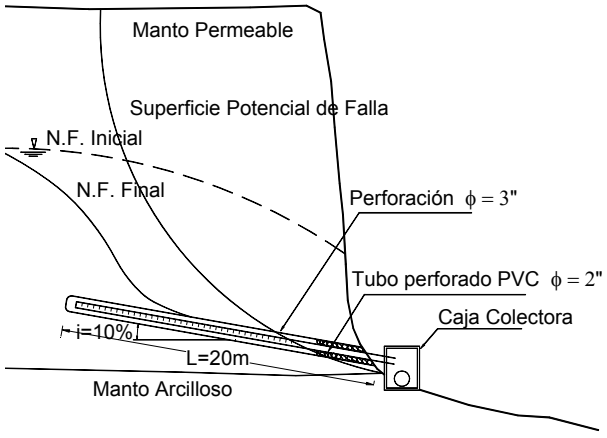


Figura 2.46 Esquema general de la colocación de un subdrén de penetración.

De esta forma, se impide que el agua captada se reinfiltre nuevamente en la trayectoria de la salida (Figura 2.48). Es muy importante que en el diseño de la salida del dren, se asegure que el agua pasa por dentro del tubo y no alrededor de éste.

Entre los 3 a 6 metros más cercanos al borde del talud, se debe emplear tubería no perforada, si es necesario se ancla en concreto 1 a 2 m de tubería. En México, se ha empleado un tipo de subdrén horizontal sin tubería, donde la perforación se rellena con material granular filtrante. En este caso, se realizan perforaciones hasta de 6" de diámetro y se emplea un sistema de control superficial para evitar la salida de las arenas del subdrén.

Los caudales recolectados deben ser transportados por medio de tuberías y por ningún caso, deben introducirse al sistema de filtro o drenajes. En ocasiones, se han activado deslizamientos por la mala costumbre de algunos ingenieros, de conectar los subdrenes horizontales a los subdrenes de zanja pues de esa forma, se reinyectan los caudales hacia el deslizamiento.

Uso de geodrenes de penetración

En los últimos años se han utilizado subdrenes sintéticos de geomalla similares a los implementados para drenes verticales (Santi y otros, 2001). Estos subdrenes se entierran a presión en el suelo. Su uso se limita a suelos blandos, en los cuales es posible enterrar los geo-drenes sin necesidad de realizar una perforación. Santi (2001) recomienda utilizarlos en suelos con un N de SPT menor de 20. Su diseño es similar al de los subdrenes de penetración con tubería.

Uso del vacío en los Subdrenes

Un sistema de subdrenaje con drenes horizontales que está adquiriendo últimamente importancia, es el subdrenaje activado mediante vacío. El vacío aumenta el gradiente hidráulico y redirecciona las fuerzas de filtración. El drenaje por vacío se emplea con frecuencia en los taludes de rocas y en los rellenos de residuos (Brawner y Pakalnis, 1982). Generalmente, su uso es temporal teniendo en cuenta los costos de una operación de vacío a largo plazo.

Diseño de Subdrenes de Penetración

Para el diseño de los drenes se recomienda hacer previamente, un estudio geotécnico para determinar las características del régimen de aguas subterráneas. Es importante la construcción de piezómetros abiertos de control, los cuales permiten medir el abatimiento del nivel del agua y le dan al ingeniero, información sobre la necesidad o no, de colocar más subdrenes.

El dren se ubica en una cota, de forma que la cabeza de agua sea suficiente, preferiblemente, que se encuentre por debajo de la zona fallada y se verifique que esté ubicado dentro del acuífero. Es común encontrar drenes que no trabajan por estar colocados debajo del fondo de un acuífero suspendido. Estos problemas se pueden evitar con un estudio geotécnico muy completo, previo a la colocación de los subdrenes.

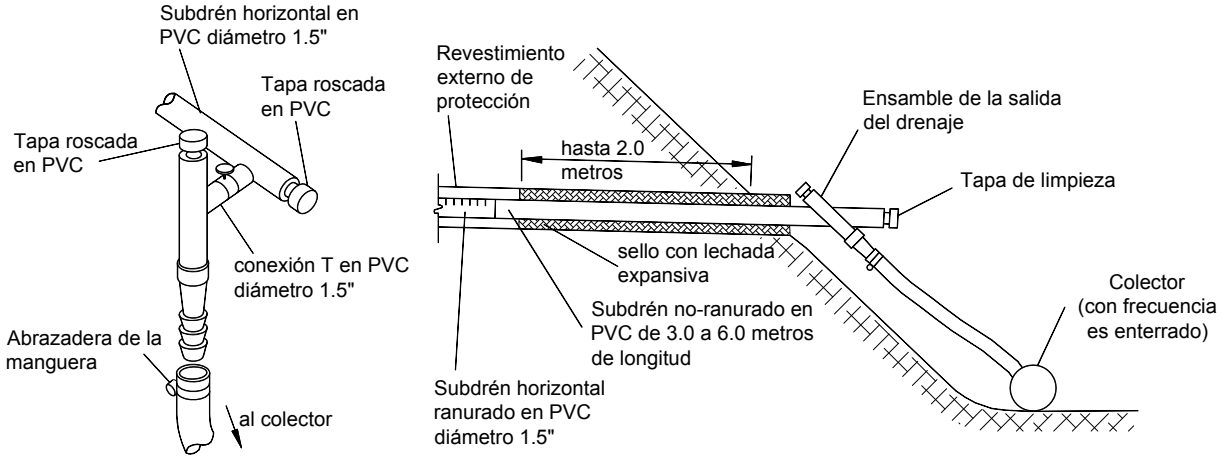


Figura 2.47 Detalles del sistema de entrega de los subdrenes horizontales, utilizado en Estados Unidos (Cornforth, 2005).

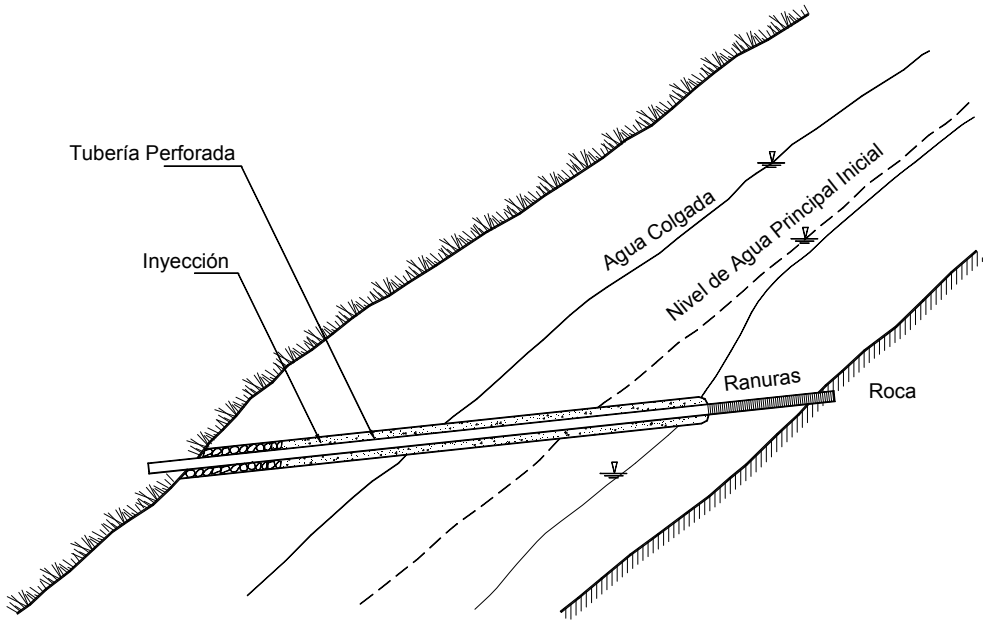


Figura 2.48 Subdrén de penetración diseñado para captación solamente en la punta interior.

La profundidad máxima de abatimiento de nivel freático con una etapa de subdrenes horizontales, aproximadamente hasta es de 5 metros. No es común que se puedan lograr abatimientos superiores.

Longitud

La longitud de los drenes depende de las necesidades de drenaje. Comúnmente sus longitudes varían de 10 a 40 metros, pero se conoce de drenes instalados de 120 metros de longitud.

En general, la longitud requerida puede ser determinada dibujando una sección del talud con su probable círculo de falla superpuesto sobre una sección geológica, en la cual se podrán observar los acuíferos y corrientes de agua presentes. Los drenes deben instalarse de manera que se abata o se elimine el nivel de agua o la saturación por encima de la superficie potencial de falla.

Pendiente

La pendiente debe ser tal, que al profundizar el dren no suba a cotas por encima de la línea del nivel de agua. Las perforaciones se realizan con inclinaciones del 5% al 20% de pendiente de inicio, pero a medida que avanza la perforación, el peso de la tubería hace que ésta se deflecte y poco a poco, va disminuyendo la pendiente.

Después de nivelar el equipo, se le da la inclinación y dirección al dren, de acuerdo con los datos del estudio geotécnico previo y se inicia la perforación. En ocasiones, se han utilizado inclinaciones de hasta 25° (Cornforth, 2005).

Alineamiento

El alineamiento puede ser paralelo entre el grupo de subdrenes de penetración o en forma de abanico con un punto común de salida. Los arreglos en abanico son mucho más comunes por la facilidad para recoger el agua, por la disminución del número de movimientos del equipo y por la poca alteración del terreno.

La localización de los arreglos dependen de las características geológicas y geotécnicas y de la facilidad de acceso para los equipos. Un equipo generalmente requiere una longitud libre de 10 metros en la dirección del talud, para permitir una eficiente operación en el proceso de perforación.

Espaciamiento

El espaciamiento entre subdrenes depende de la permeabilidad de los materiales del suelo del talud. Los espaciamientos típicos son de 1 a 5 metros, pero en ocasiones, se utilizan espaciamientos mayores. Generalmente, a mayor longitud de subdrenes, se emplean mayores espaciamientos.

En los suelos de baja permeabilidad se pueden requerir espaciamientos entre 2.5 y 5 metros, mientras en los suelos relativamente permeables, pueden tener espaciamientos hasta de 20 metros.

Metodologías de Diseño

Existen algunas metodologías de diseño para determinar el espaciamiento de los subdrenes de penetración, entre los cuales se encuentran los métodos de Choi (1977), Prellwitz (1978), Kenney (1977) y Long (1986). Todas estas metodologías se basan en los principios fundamentales del movimiento del agua en el suelo.

Sin embargo, estos métodos tienen poca aplicabilidad por cuanto no tienen en cuenta los parámetros geológicos y tratan el suelo como un elemento homogéneo desde el punto de vista de su permeabilidad.

En la mayoría de los casos de deslizamiento, los materiales se encuentran movidos y entremezclados o se han formado bolsas de materiales permeables dentro de los materiales permeables, lo cual hace prácticamente imposible la modelación matemática del flujo de agua.

Gráficas de Kenney

El procedimiento de Kenney utiliza cuatro situaciones diferentes. En los dibujos de las figuras 2.50 y 2.51, las líneas punteadas representan una familia de drenaje que tiene el mismo valor de L. Donde *L* es la longitud total del dren / Ancho total del talud.

Gráficas de Kozeny

Otro de los sistemas utilizados para calcular el espaciamiento o separación entre subdrenes es la fórmula de Kozeny:

$$S = 2h\sqrt{\frac{K}{q}}$$

Donde:

S = Separación entre drenes

h = Altura del nivel freático por encima del nivel de los drenes

K = Permeabilidad de la formación

q = Caudal unitario del subdrén

La aplicabilidad de esta fórmula no es muy confiable.

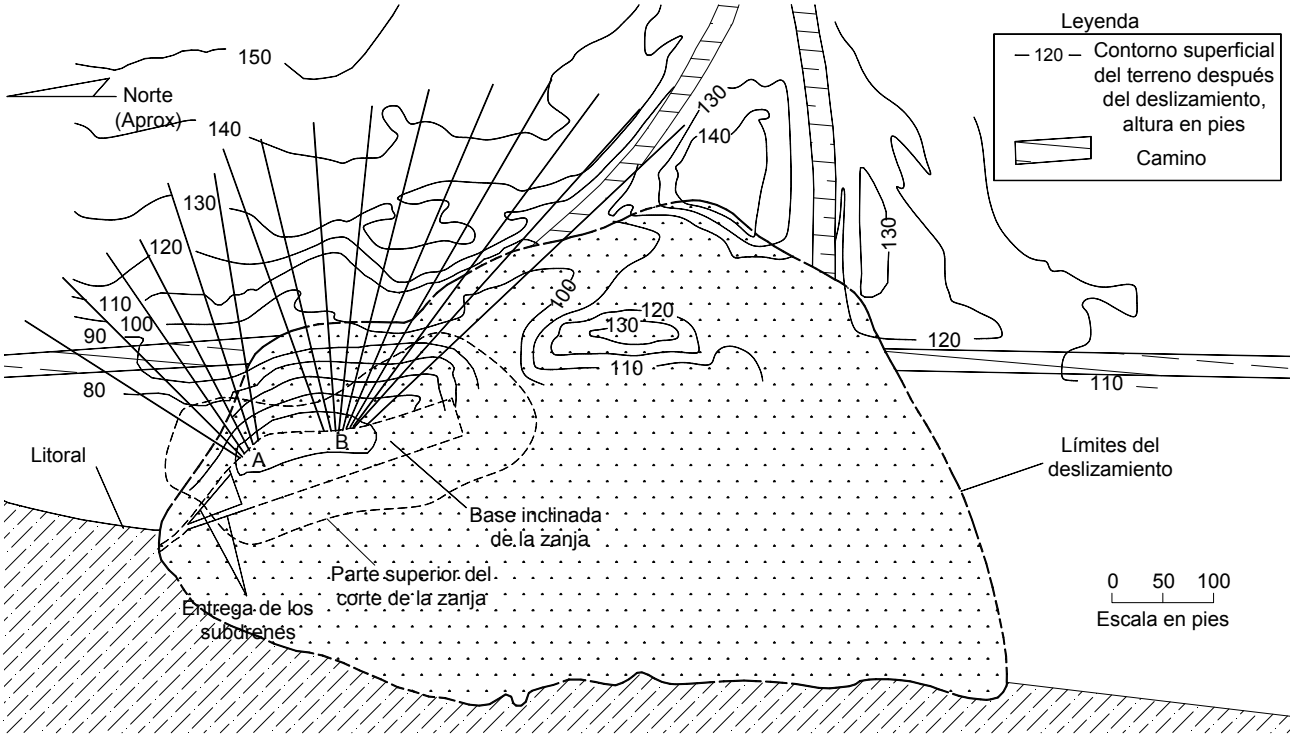


Figura 2.49 Ejemplo de arreglos en abanico de subdrenes horizontales (Cornforth, 2005).

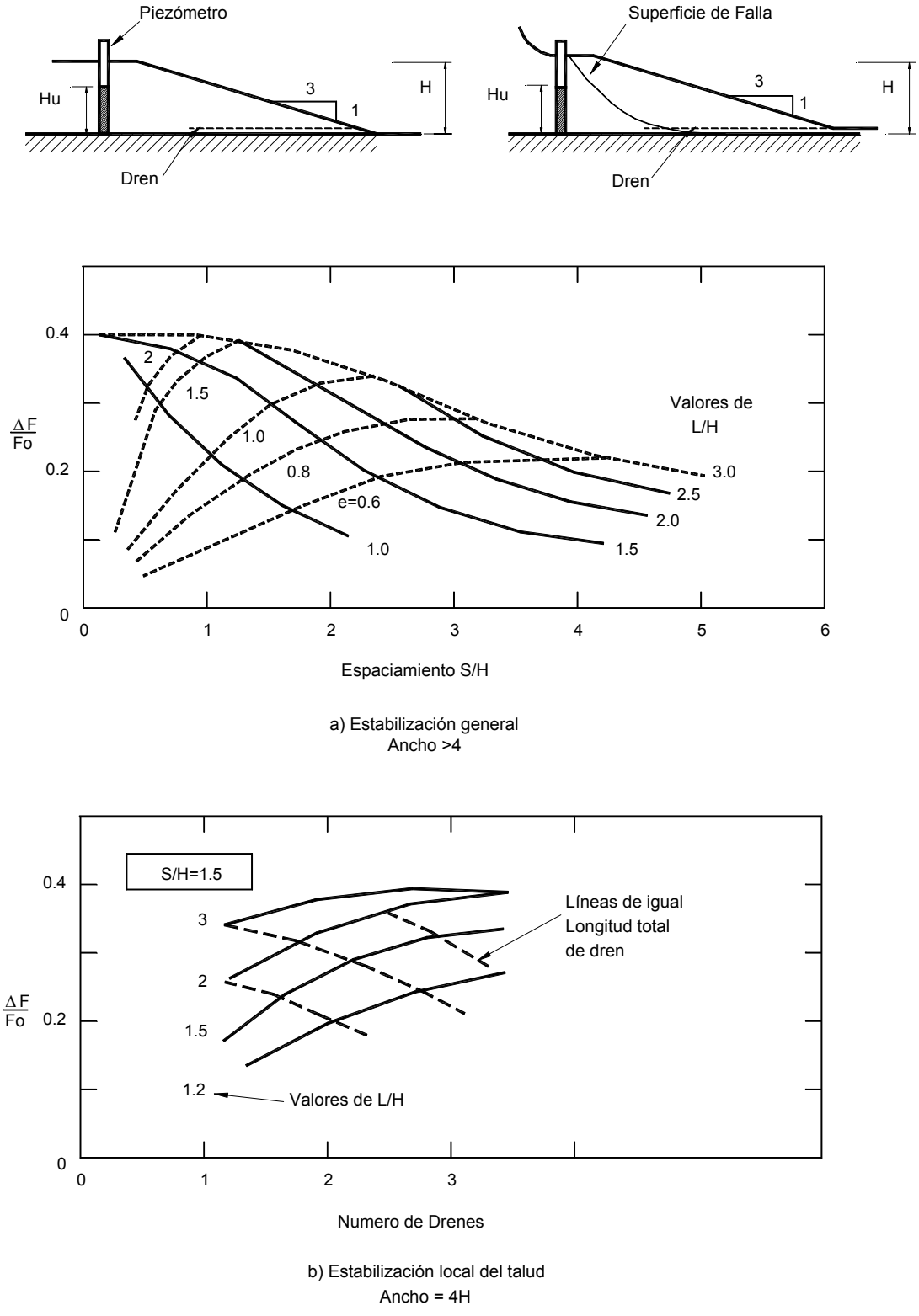


Figura 2.50 Carta de diseño para drenes horizontales en un talud cortado con pendiente 3:1. Aparece una capa impermeable subhorizontal en el pie del talud Hu/H entre 0.5 y 0.7 (Kenney, 1977).

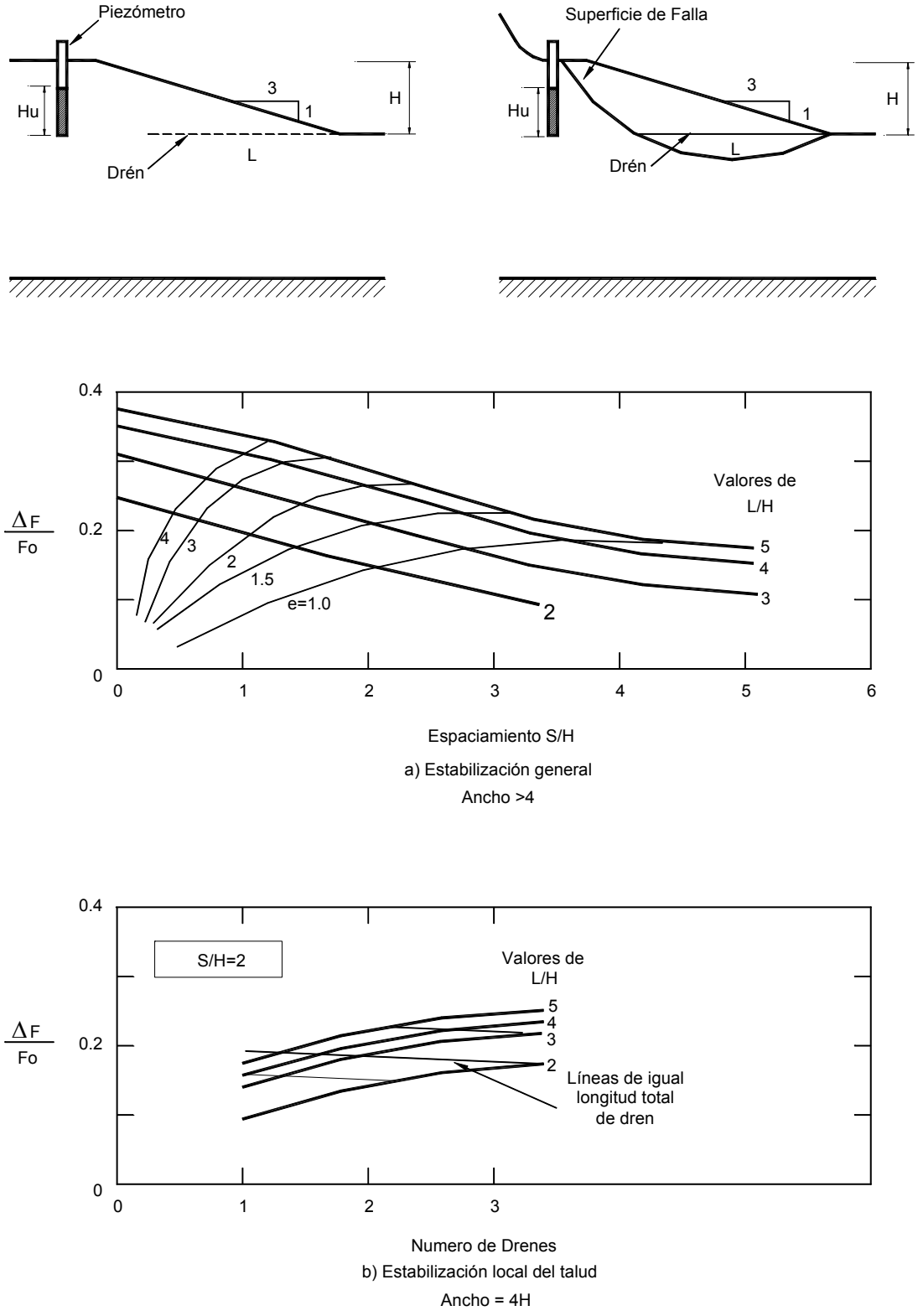


Figura 2.51 Carta de diseño para drenes horizontales en un talud cortado con pendiente 3:1. Aparece una capa impermeable subhorizontal muy por debajo del pie del talud Hu/H entre 0.5 y 0.7 (Kenney, 1977).

Diseño por el Método Observacional

El número, dirección, longitud y punto de origen de los drenes horizontales, generalmente son criterio del Geotecnista, dependiendo del análisis geotécnico, geológico y en ocasiones, influenciada por las limitaciones ambientales y de acceso.

Para la localización de los subdrenes se recurre a las experiencias anteriores en el mismo material o el monitoreo permanente de piezómetros durante la instalación de los subdrenes. Es conveniente la instalación de piezómetros para cuantificar el efecto del sistema de subdrenaje a medida que se va construyendo y de esta forma, optimizar el diseño tanto en la parte técnica como en la económica.

El número de piezómetros instalados debe ser suficiente para obtener un diagnóstico confiable. Cornforth (2005) recomienda un número mínimo de 4 piezómetros para un deslizamiento típico. En el sistema observacional, se coloca una primera etapa de subdrenes con criterios heurísticos basados en el análisis de las características geológicas, geotécnicas o de ingeniería del talud o del deslizamiento.

Como espaciamiento inicial, se acostumbra utilizar la mitad de la longitud de los subdrenes. Esta primera etapa puede consistir en uno o varios sistemas de subdrenes y representa aproximadamente de un tercio a un medio, de la cantidad de drenes proyectados de acuerdo con el presupuesto.

De acuerdo con los resultados de esta primera etapa, se diseñan las siguientes etapas refinando el diseño para obtener un resultado óptimo. Se van colocando drenes intermedios adicionales, según el comportamiento de los niveles freáticos en el talud. Este método requiere de la presencia permanente de un ingeniero especialista durante todo el proceso de construcción y de un sistema de monitoreo continuo.

La experiencia muestra que generalmente, se requiere un número mayor de subdrenes que los que se proponen en los diseños originales, debido a que durante el proyecto, se observan algunos drenes que producen mayor caudal y otros que pueden producir muy poco o flujo nulo. Del mismo modo, es común que durante la construcción, aparezcan zonas adicionales que requieren subdrenaje.

Recolección y entrega

Otro elemento importante del diseño es la recolección y retiro del agua a un sitio alejado del deslizamiento. En cada dren, generalmente se coloca una válvula removible que permite la limpieza del tubo. Después de la válvula, es común que se instale una conexión en forma de T para llevar el agua a un colector principal. El colector generalmente es una tubería de PVC de 6 a 8 pulgadas de diámetro.

Otro sistema de recolección son las cajas colectoras en cada uno de los subdrenes, las cuales están conectadas a un colector principal. En algunos casos, se permite que los subdrenes horizontales entreguen directamente a los canales. En ocasiones, se necesitan construir estructuras de control de erosión en las entregas del sistema de subdrenaje.

Observaciones Para Tener en Cuenta en el Diseño

- Debe estudiarse minuciosamente el efecto de construcción de unos pocos drenes profundos en lugar de la alternativa (generalmente menos costosa y en ocasiones más efectiva) desde el punto de vista de la estabilidad del talud, de colocar una densidad mayor de drenes poco profundos.

- Es común que el Ingeniero se anime con la aparición de caudales grandes en los drenes profundos, pero éstos pueden no representar disminuciones apreciables del nivel de agua en la zona de falla del talud. Debe tenerse presente que el objetivo de los drenes es abatir el nivel del agua y las presiones de poros, no el de proveer caudales importantes de agua.

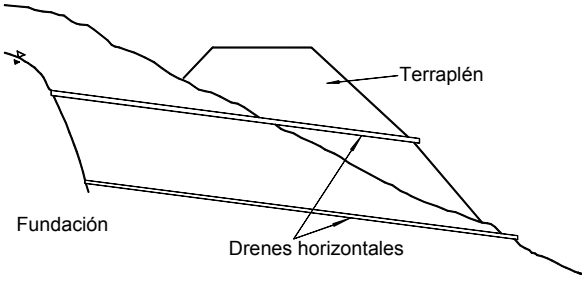
- Los caudales reolectados dependen más de la permeabilidad de los suelos que del abatimiento de presiones. En las formaciones permeables, se pueden obtener caudales de más de 100 lt/min para drenes de 40 m de longitud, pero generalmente, en los suelos arcillosos, los caudales de un dren similar varían de 0.1 a 10 lt/min con abatimiento de algunos centímetros de cabeza por cada dren.

- El caudal inicial de un subdrén horizontal tiende a disminuir en los días siguientes a su colocación, pero deberá tender a estabilizarse con los cambios normales debidos a los ciclos climáticos.

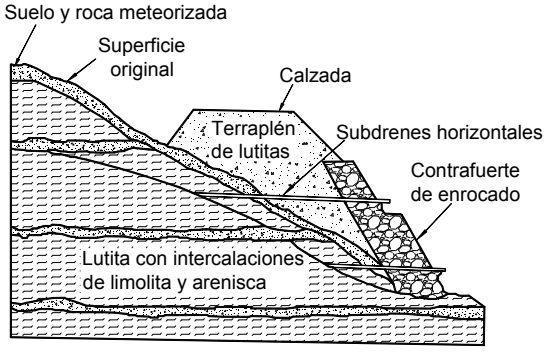
- Además, al colocar un dren muy cercano a otro, se puede disminuir el caudal del dren anterior, dependiendo del régimen del agua subterránea del talud. Algunas veces, el caudal desaparece en las épocas secas para aparecer de nuevo en la temporada de lluvias.

- Las perforaciones (en algunos casos) interceptan pequeños mantos de materiales de alta permeabilidad, aumentando en forma importante su eficiencia. Este efecto se puede programar si se realiza un estudio geotécnico detallado.

- En los suelos o rocas de permeabilidad grande o cuando las cabezas de agua son altas (más de 10 metros), su efecto es sorprendentemente eficiente y con unos pocos drenes, se logran abatimientos grandes de cabeza y extracción de caudales importantes de agua. Su efectividad es menor en los suelos arcillosos, especialmente si la cabeza de presión es pequeña.



Subdrenes horizontales



Reparación de terraplén
I 75 (TN)

Figura 2.52 Uso de subdrenes horizontales para la estabilización de terraplenes en carreteras.

Incertidumbre en el Diseño de Subdrenes Horizontales

La mayoría de las incertidumbres en el diseño, están relacionadas con el desconocimiento de detalles de estructuras geológicas que determinan el sistema de drenaje interno del agua subterránea (Figura 2.52). Los drenes horizontales son eficientes cuando los niveles freáticos se encuentran por encima del pie del talud, en suelos algo permeables.

La eficiencia de los subdrenes es muy baja en las gravas o suelos de permeabilidad muy alta en los cuales el abatimiento del nivel freático es mínimo y en los suelos arcillosos intactos, en los cuales no hay efecto directo de los subdrenes sobre las presiones internas. Igualmente, ocurre con alguna frecuencia que el dren horizontal no intercepte materiales lo suficientemente permeables para obtener el efecto deseado sobre la estabilidad del talud.

En los deslizamientos profundos con superficie de falla circular es difícil abatir suficientemente los niveles freáticos para obtener efectos significativos sobre los factores de seguridad.

Procedimientos de Construcción de los Subdrenes Horizontales

El rendimiento de las perforaciones depende del equipo que se esté empleando y del tipo de material (Figura 2.53). En condiciones ideales, se pueden obtener rendimientos hasta de 50 metros/día, pero habitualmente, el rendimiento está por debajo de los 10 metros/día.

Como usualmente este tipo de subdrenaje se utiliza en los suelos blandos, se requiere emplear una tubería de revestimiento para su perforación, debido a que se presenta con frecuencia la falla de las paredes del filtro y en ocasiones, se dificulta la colocación de la tubería de éste.

Perforación a rotopercusión con aire a presión

Este sistema de perforación es tal vez el más rápido y eficiente, debido a que emplea sistemas de rotación y percusión, lo cual facilita el avance del proceso, pero su empleo es limitado por su costo y por la necesidad de ubicación de grandes compresores de aire cerca del sitio de perforación. Este sistema puede no ser eficiente en los suelos arcillosos donde se forma una masa que bloquea el paso del aire para la perforación.

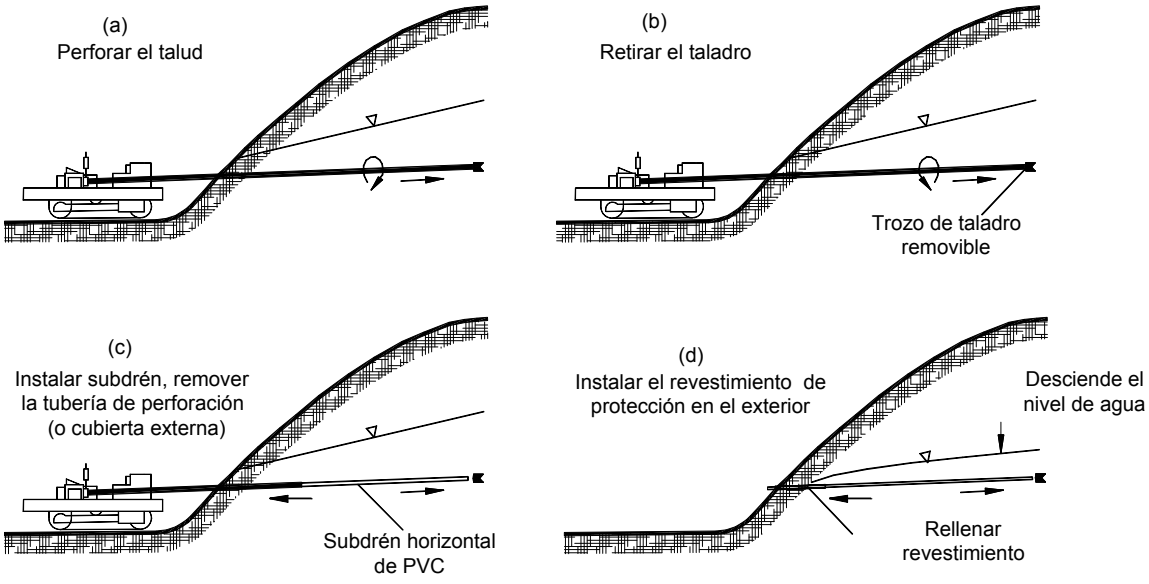


Figura 2.53 Procedimiento de construcción de subdrenes de penetración (Royster, 1980).

Perforación a rotación con agua

En este sistema, generalmente se emplean los mismos equipos que se usan para las perforaciones verticales y el muestreo de los suelos. Comúnmente están montados sobre patines. Su rendimiento no es grande, pero es el sistema más frecuentemente empleado por su disponibilidad y facilidad de transporte. El agua se inyecta a ratas entre 5 y 40 galones por minuto, para el enfriamiento de la broca y para ayudar en el proceso de perforación.

Generalmente, se utiliza una broca de tricono, que se abandona en el fondo de la perforación cuando se ha obtenido la longitud del diseño. El hueco se realiza con un tricono unido a la tubería de perforación NQ. El hueco aproximadamente es de 4½ pulgadas de diámetro y con frecuencia, se requiere revestir la perforación. Ésta relativamente es rápida y no se acostumbra a tomar muestra del suelo. El agua de la perforación retorna nuevamente para ser recirculada después de un proceso de pre-sedimentación.

Perforación a rotación simple por medios mecánicos (Auger)

Este sistema de perforación es sencillo, pero su uso está limitado a los subdrenes poco profundos. Se puede utilizar en los suelos arcillosos donde la perforación no se cierre con facilidad. Por ejemplo, en las cenizas volcánicas, su uso es muy común.

Perforación a percusión

El sistema de perforación a percusión se puede emplear en materiales blandos y tiene el inconveniente de mantener una pendiente, especialmente cuando encuentra cantos o rocas duras.

Control del alineamiento

Los subdrenes horizontales pueden instalarse en grandes longitudes, pero es muy difícil controlar la pendiente y la dirección. A medida que avanza el proceso de perforación, la tubería tiende a doblarse hacia adentro de acuerdo con la resistencia que encuentre en el proceso por la presencia de rocas o materiales duros.

Un dren de 60 m de longitud puede quedar hasta 2 m por debajo del nivel del dren propuesto teóricamente. En drenes muy largos, la pendiente puede volverse negativa y aunque esto no previene el proceso general de drenaje, tiene algunos efectos locales. De igual forma, la presencia de bloques o cantos de roca puede producir desviaciones importantes del alineamiento del subdrén.

La elevación y la dirección del dren durante la instalación, se pueden chequear realizando pruebas de presión con mangueras; de esta forma, se puede determinar la altura de la punta del subdrén. Sin embargo, este procedimiento no es preciso cuando hay pendientes negativas.

Durante la perforación se debe llevar un record de la pendiente del hueco, las presiones y los caudales. Existen en el mercado algunos equipos desarrollados para la industria del petróleo que permiten detectar la posición del tubo; no obstante, el uso de estos dispositivos es muy limitado en la ingeniería de deslizamientos.

Uno de lo equipos más utilizados para medir la inclinación y el rumbo horizontal, es el instrumento medidor de direcciones "Pajari" (Figura 2.54). El equipo es una combinación de un inclinómetro y una brújula y permite realizar un levantamiento interno de la perforación a medida que se ejecuta.

Estas mediciones son costosas y toman mucho tiempo, pero por lo general, no se requiere un nivel de precisión tan completo para garantizar el buen funcionamiento de los subdrenes horizontales.

Colocación del ducto de drenaje

Una vez realizada la perforación, se inserta dentro de la tubería de revestimiento el dren horizontal con la punta tapada; posteriormente, se retira la tubería de revestimiento de forma que el ducto del drenaje permanezca dentro de la perforación. La parte final del proceso constructivo es la colocación del mortero o un sistema de impermeabilización de los primeros metros del dren y su conexión al sistema de entrega.

Dificultades en la Construcción de los Subdrenes de Penetración

La instalación de drenes horizontales es muy difícil en arenas limosas y en los suelos que contienen bloques de roca, grietas abiertas o cavidades. Las arenas limosas tienden a colapsar y formar cavidades durante el proceso. En ocasiones, durante la perforación, se generan coladas internas de lodos o limos que impiden el proceso de construcción.

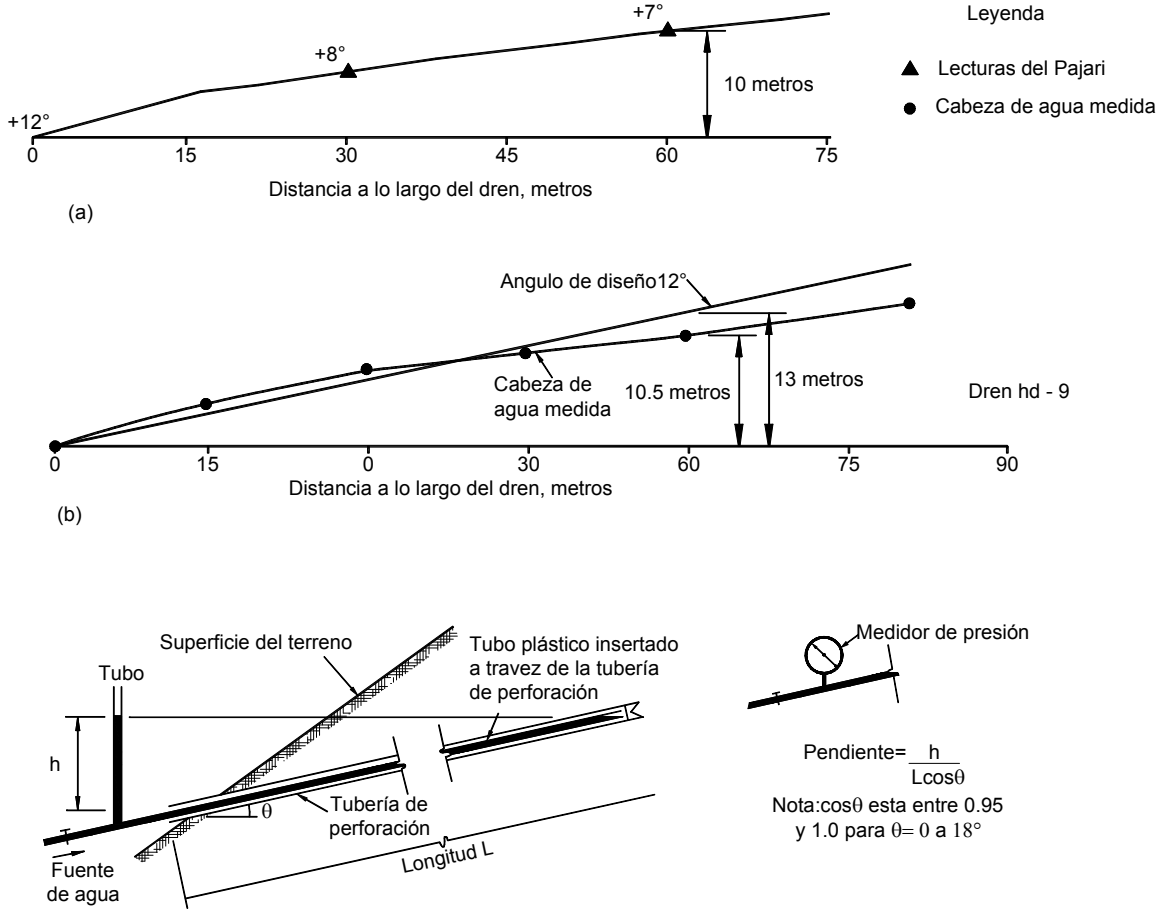


Figura 2.54 Ejemplo de medición de pendientes en un subdrén horizontal (a) ensayos Pajari, (b) ensayos de cabeza de agua (Cornforth, 2005).

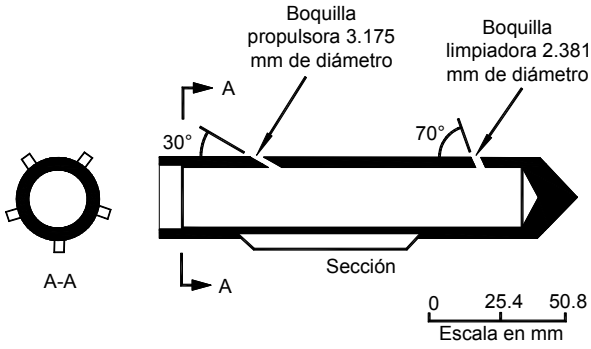


Figura 2.55 Punta de manguera para la limpieza de los subdrenes horizontales (Ford, 1974).

Mantenimiento de los Subdrenes de Penetración

Es esencial que los propietarios del proyecto sean conscientes de que los drenes horizontales requieren limpieza y monitoreo periódico para mantener su efectividad. Los subdrenes pueden taparse por sedimentación. Un elemento peligroso es la presencia de ciertos organismos o especies vegetales que invaden los drenes tapando los orificios de drenaje.

En casos de aparición de estos fenómenos, hay que rehacer los drenes, aumentando su diámetro y evitando la invasión de las raíces, embebiendo en concreto los primeros metros de subdrén y colocando tuberías de entrega en cajas con estricto control vegetal.

El sistema de mantenimiento comúnmente consiste en:

- Limpieza de la tubería (Figura 2.55).
- Inyección de agua a presión para limpiar los orificios de drenaje y remover las tortas de material sedimentado alrededor de la tubería. Este proceso es llamado "desarrollo del subdrén".

Debe tenerse cuidado de no producir fallas por exceso de presión en el proceso de desarrollo del sistema de subdrenes. Las bombas utilizan presiones de cerca de 300 psi, con un flujo mínimo de 30 galones por minuto. La punta de la manguera que inyecta el agua recorre el tubo a una velocidad aproximadamente de 10 m/min.

Si se detectan obstrucciones, éstas pueden ser removidas con un cortador. Entre los principales elementos que se hay que remover, se encuentran las raíces de los árboles.

Holtz y Schuster (1996) recomiendan realizar mantenimiento de los drenes cada cinco a ocho años, donde existan materiales finos que se puedan sedimentar o raíces que puedan crecer dentro del dren. No obstante, se han reportado casos en los cuales el crecimiento de las raíces puede requerir el cambio de los drenes cada dos años. Algunas veces, la tubería se rompe o se deforma y es necesario rehacer los drenes.

Forrester (2001) ha sugerido que deben limpiarse los subdrenes cada tres meses al principio, luego al año, a los cuatro años y en forma sucesiva cada cuatro años. Realmente no existe acuerdo sobre cada cuanto se debe realizar mantenimiento y se recomienda acudir a la experiencia local realizando visitas periódicas y guardando los datos de los procesos de mantenimiento.

Los subdrenes deben limpiarse antes de que se reduzcan los caudales a valores que representen amenaza de activación de un movimiento.

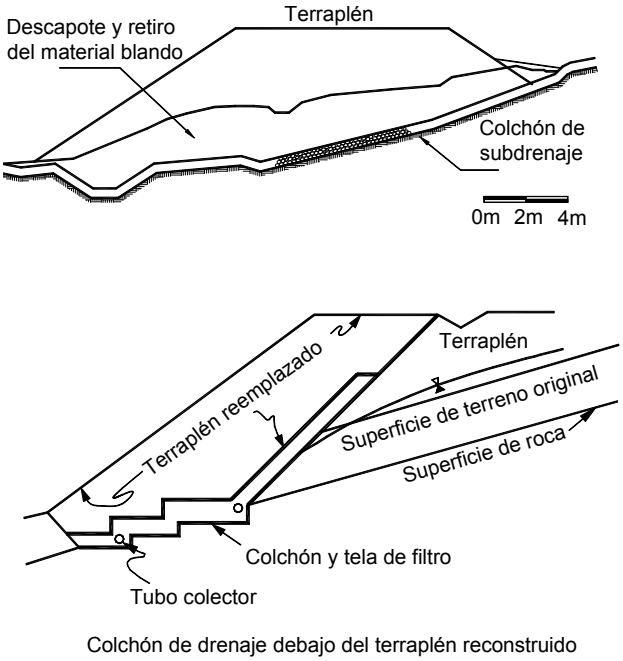


Figura 2.56 Diagramas de colchones de drenaje colocados debajo de un terraplén.

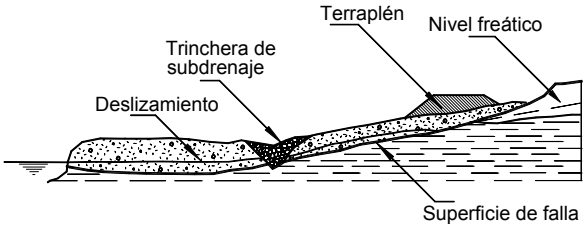


Figura 2.57 Esquema de una trinchera estabilizadora.

Comportamiento de los Subdrenes de Penetración con el Tiempo

El éxito de un sistema de drenes horizontales no debe medirse por la cantidad de agua colectada por los drenes. En un material muy permeable, el caudal de agua recolectado puede ser muy grande, mientras en los suelos de baja permeabilidad de formaciones arcillosas, se obtienen generalmente caudales muy bajos, pero aún así, el proceso de estabilización puede ser exitoso.

El caudal recolectado por los drenes horizontales varía generalmente con las temporadas de lluvias o las temporadas secas. En épocas de lluvias los caudales aumentan y en épocas de poca pluviosidad, los caudales disminuyen y pueden incluso desaparecer totalmente para aparecer nuevamente, en la siguiente temporada de lluvias.

La eficiencia de los drenes horizontales puede disminuir con el tiempo, debido a que los subdrenes tienden a taparse por acumulación de finos u otros materiales en las ranuras u orificios de los subdrenes; por lo tanto, éstos deben instalarse de forma que puedan ser limpiados posteriormente, con cepillos y bombeo de agua.

Maddison y Jones (2000) presentan un caso monitoreado en el cual la eficiencia del sistema de subdrenes disminuyó más del 50% en un período de 10 años, lo cual generó la reactivación lenta de un deslizamiento en areniscas intercaladas con lutitas.

COLCHONES DE DRENAJE

A las capas de material drenante que se colocan debajo de los terraplenes, después de remover los suelos sueltos, generalmente, se les conocen como colchones de drenaje (Figura 2.56), Normalmente, consisten en una capa de material grueso permeable de 20 a 50 cms de espesor, envuelto por dos mantos de geotextil. En ocasiones, se colocan mangueras o tuberías perforadas para la recolección del agua captada por el colchón de drenaje.

TRINCHERAS ESTABILIZADORAS

Las trincheras estabilizadoras son zanjas profundas y anchas construidas frecuentemente, con maquinaria pesada de movimiento de tierras que en su fondo y/o paredes laterales, lleva un colchón de filtro, un dren interceptor o un sistema de drenes tipo Espina de Pescado.

La zanja se rellena posteriormente, con enrocado o con material común de acuerdo con las necesidades específicas del caso. Generalmente, la trinchera se excava a profundidades superiores a las de la superficie de falla (Figura 9.27).

Este tipo de subdrenes ocasionalmente, no ha tenido éxito porque al excavar se activan deslizamientos de tierra de gran magnitud. El sistema de trinchera trabaja como un dren interceptor profundo y en su diseño deben tenerse en cuenta los requisitos de este tipo de drenes.

La trinchera estabilizadora se puede diseñar como una llave de cortante profundizándola por debajo de la superficie de falla y utilizando su capacidad de resistencia al cortante para aumentar el factor de seguridad.

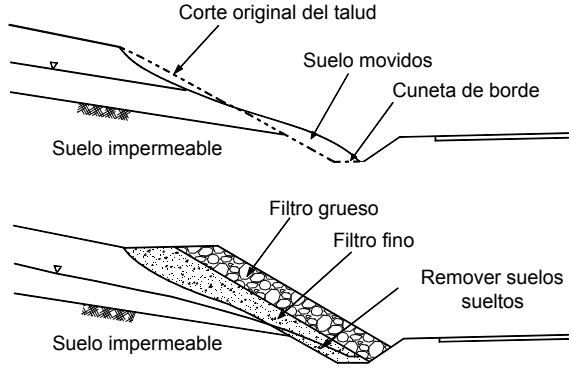
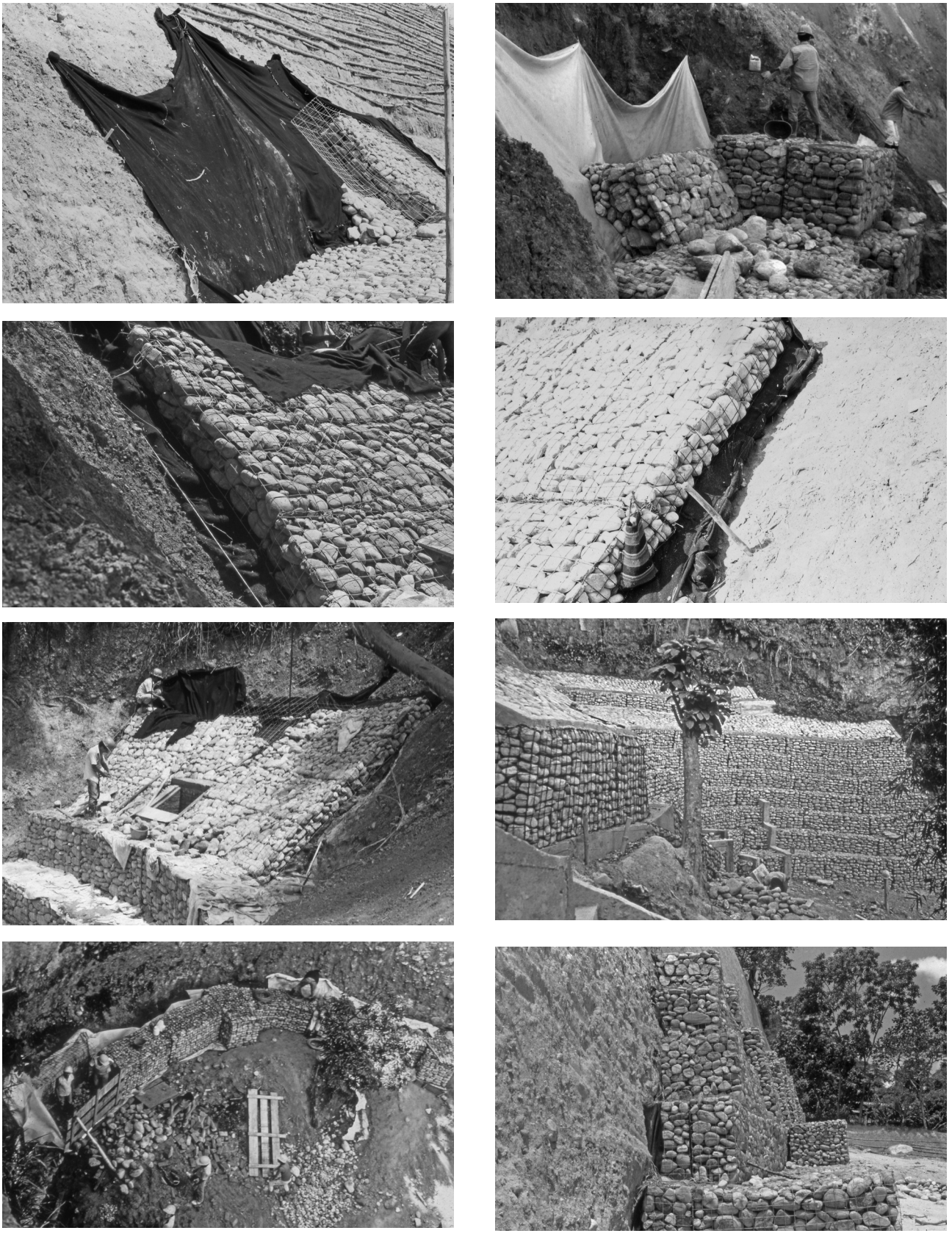


Figura 2.58 Detalle esquemático de un subdrén de pantalla (Cornforth, 2005).



Fotografía 2.7 Pantallas de drenaje en gaviones.

PANTALLAS DE DRENAJE

Las pantallas de drenaje son estructuras similares, en apariencia, a un muro de contención, las cuales se colocan sobre la superficie del talud con el objetivo principal de impedir que se produzca erosión, ocasionada por las exfiltraciones de agua subterránea (Figuras 2.58 a 2.60 y fotografía 2.7).

Los subdrenes de pantalla interceptan el agua en los afloramientos y la conducen a un sistema de recolección. Los materiales utilizados deben cumplir condiciones de filtración y al mismo tiempo, deben garantizar la estabilidad general de las pantallas de drenaje. Las pantallas de drenaje constan de tres elementos básicos:

Filtro sobre la superficie del talud
Este filtro puede ser material granular o geotextil con material grueso, el cual se coloca cubriendo toda el área de exfiltraciones. El filtro debe cumplir las especificaciones indicadas para filtros en los subdrenes de zanja. El espesor de la capa del filtro generalmente es superior a 30 cms o puede emplearse un geotextil que cumpla especificaciones como filtro. Es muy importante que se tenga un control estricto para garantizar que el material utilizado como filtro, no tenga más del 3% de finos y de esta manera facilitar, el flujo del agua.

Estructura de contención o retención
Esta estructura tiene por objeto mantener en su sitio, al filtro y ayudar a la contención de la masa de suelo sobre la cual actúa el gradiente hidráulico, al aflorar el agua. La estructura de contención puede ser un muro en gaviones, enrocado, muro criba, etc.

Subdrén colector
Este subdrén se coloca en el pie del talud para recoger el agua captada por la pantalla y conducirla a un sitio seguro.

Objetivos de las Pantallas de Drenaje

Las pantallas de drenaje pueden cumplir algunos de los siguientes objetivos:

- Evitar la formación de cárcavas de erosión en los sitios de afloramiento de agua
- Captar el agua aflorante y conducirla
- Servir de contrapeso para la estabilidad general de la masa del talud
- Conformar el talud mejorando sus condiciones de estabilidad y estética
- Actuar como estructura de contención propiamente dicha

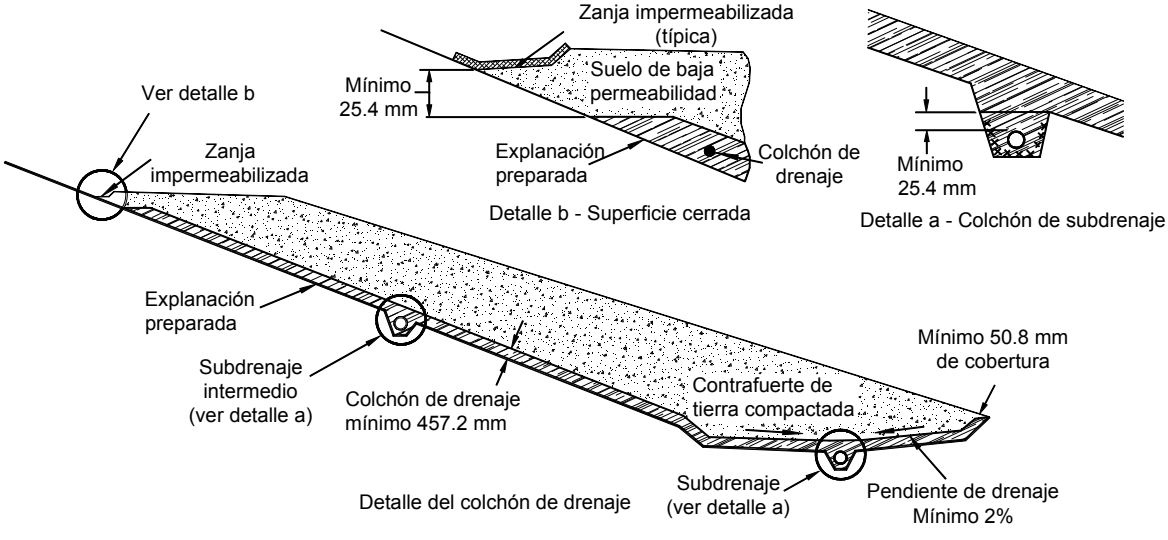


Figura 2.59 Alternativa de pantalla de drenaje.

GALERÍAS DE DRENAJE

La galería de drenaje es un túnel cuyo objetivo específico es disminuir las presiones de poros y controlar las corrientes profundas de agua subterránea en un talud (Figuras 2.61 y 2.62). El uso de galerías de drenaje es para mejorar las condiciones de estabilidad de los taludes, para el caso de presiones muy altas de poros y es común para la estabilización de los grandes deslizamientos (Valore, 1996) (Fotografía 2.8). Las galerías de drenaje son empleadas especialmente, en los grandes proyectos hidroeléctricos.

Los túneles de drenaje para la remediación de deslizamientos normalmente se excavan por métodos manuales, iniciando en la salida inferior del túnel, de forma similar como se hacen los túneles para los proyectos de minería.

Si el material del talud es autoportante, no se requieren entibados, pero es común que se coloquen travesaños y apoyos de madera, en las zonas donde se presentan problemas para la estabilidad del túnel.

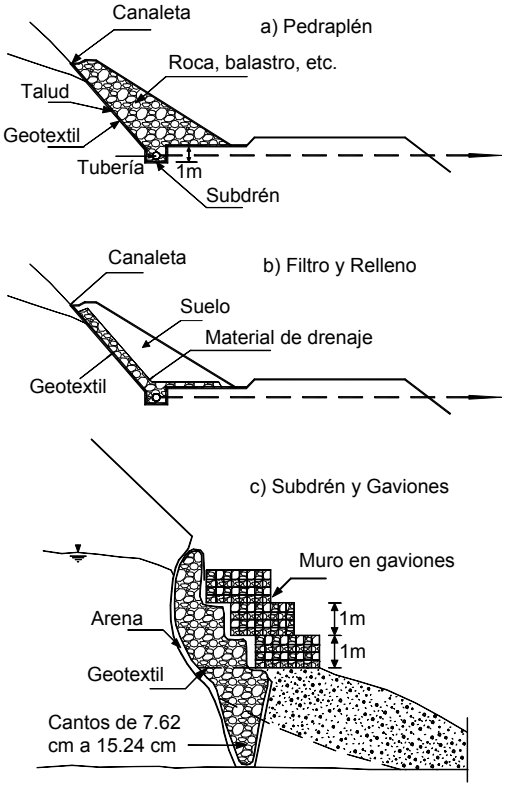


Figura 2.60 Ejemplos de subdrenes de pantalla.

Ocasionalmente, se puede necesitar elementos de soporte en concreto armado o una estructura metálica. Cuando una galería es construida en materiales meteorizados, hay que colocar un soporte permanente, en forma de concreto lanzado reforzado.

En este caso, la pantalla de concreto debe estar colocada sobre un sistema de drenaje diseñado con sus respectivos lloraderos para facilitar el proceso de salida del agua que se va a drenar. Generalmente, los túneles para la estabilización de los deslizamientos se dejan expuestos a la atmosfera. Sin embargo, en ocasiones los túneles se rellenan con grava que actúa como filtro y elemento de contención interna.

En algunos países las medidas de seguridad exigidas por los códigos dificultan o imposibilitan la construcción de túneles para la estabilización de los deslizamientos. Como alternativa a la excavación manual, se pueden utilizar máquinas tuneleadoras para microtúneles (MTBM), las cuales se manejan generalmente a control remoto.

Estas máquinas son similares a las grandes máquinas tuneleadoras con una cabeza que corta y un sistema de excavación y retiro de los materiales. Las microtuneleadoras presentan muchos problemas cuando se encuentran grandes bloques de roca dura, o cuando aparecen mantos blandos de limo, arena o grava.

Criterios para el Diseño de Galerías de Drenaje

- La fijación de su ubicación requiere un estudio geotécnico detallado.

- La sección del túnel se hace de un tamaño lo suficientemente grande para acomodar los trabajadores, facilitar su construcción y para el paso de carretillas o de carros manuales sobre rieles. Una sección típica es de 1.5 m de ancho por 2.2 m de altura (diámetro equivalente de 2 m), con pendiente entre 1% y 3%.

- Generalmente, se recomiendan diámetros equivalentes de túnel de 1/20 de altura del talud. Si se requieren teóricamente diámetros muy grandes, este efecto se puede suplir colocando pozos verticales y drenes de penetración dentro de la galería.

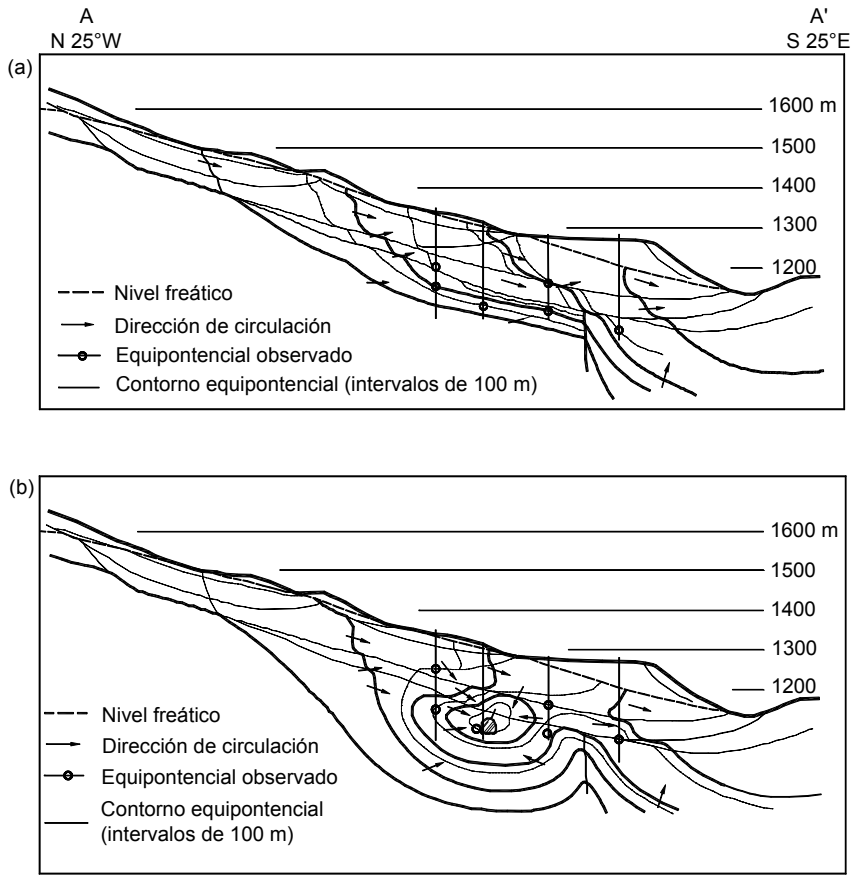
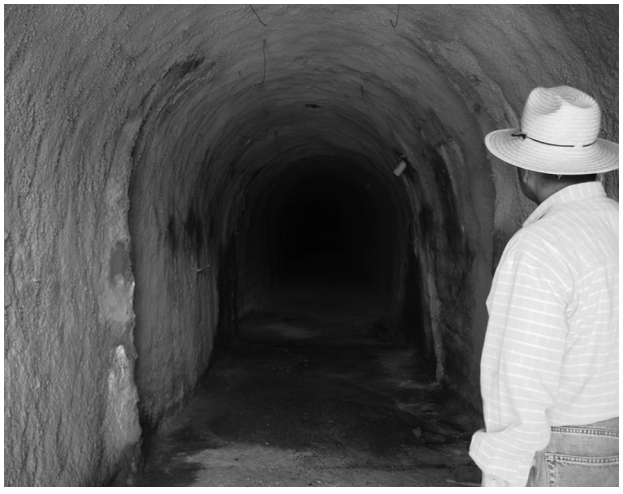


Figura 2.61 Efecto de una galería de drenaje sobre las líneas piezométricas en un gran deslizamiento. (a) Antes de la galería. (b) Después de construida la galería (Eberhardt y otros, 2007).



Fotografía 2.8 Túnel de drenaje para estabilizar el deslizamiento del estribo de un viaducto en la vía a Acapulco en México.

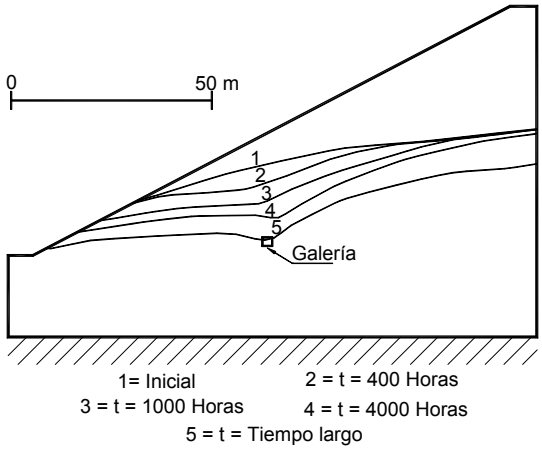


Figura 2.62 Evolución de la línea de nivel freático al construir una galería de drenaje.

- Las galerías de drenaje se colocan generalmente, por debajo de la posible zona de falla y en la parte inferior del acuífero que se desea controlar.

- Los túneles de drenaje deben diseñarse de forma que intercepten las zonas de alta permeabilidad o de recarga, para disminuir los niveles de agua subterránea de un deslizamiento.

- Los túneles de drenaje deben ser diseñados para que drenen por gravedad.

- Cuando la permeabilidad de los materiales en sentido vertical es mayor debido a la orientación de las discontinuidades, el agua fluye fácilmente hacia la galería, pero cuando la orientación de los estratos es horizontal, el agua puede pasar por la galería sin fluir hacia ella.

  En estos casos, hay que construir pozos verticales o subdrenes inclinados desde la galería, para interceptar las zonas de flujo. Entre más alto el pozo vertical, su efecto es mayor.

  Para determinar la posición más efectiva de la gradería y las obras adicionales, hay que realizar un estudio detallado de las características hidrogeológicas del talud que se va a drenar.

POZOS VERTICALES DE DRENAJE

Los pozos verticales de drenaje son perforaciones verticales abiertas que tratan de aliviar las presiones de poros cuando los acuíferos están confinados por materiales impermeables como puede ocurrir en las intercalaciones de lutitas y areniscas.

La principal función de los pozos verticales de drenaje o de alivio de presiones, es la disminución de las presiones de poros en mantos profundos que no pueden alcanzarse utilizando drenes de zanja o drenes horizontales (Figura 2.63).

El pozo es perforado mediante un equipo estándar para la construcción de pilas. Algunas veces, se pueden necesitar entibados para prevenir el derrumbe de las paredes o la colocación de una pared metálica o tubo vertical.

Los subdrenes verticales de gravedad son objeto de limitaciones de tipo ambiental, debido a que pueden transferir agua de un acuífero a otro pero en algunos países, esta práctica no se permite.

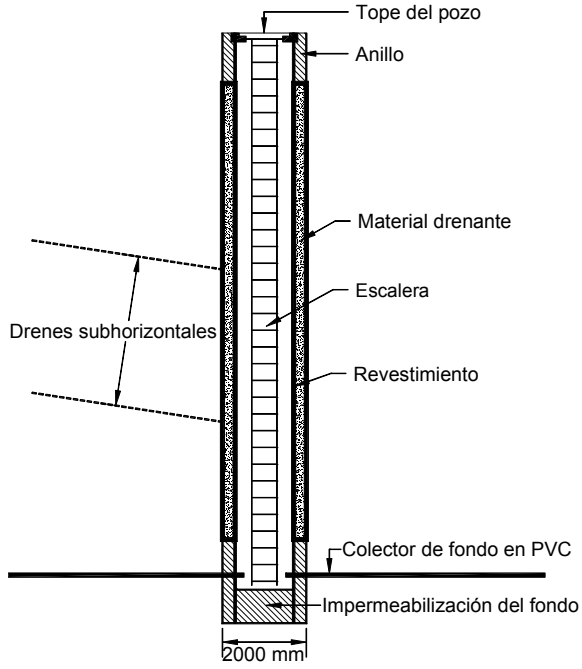


Figura 2.63 Pozos verticales de drenaje con subdrenes de penetración en el terraplén de una carretera (FHWA, 1988).

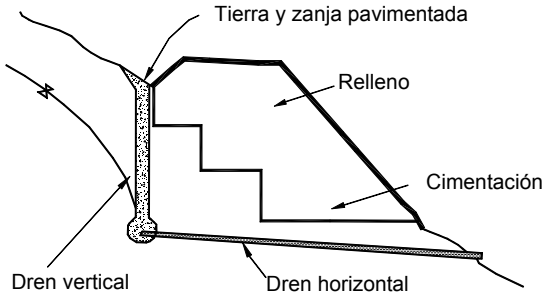


Figura 2.64 Pozos verticales de drenaje con subdrenes de penetración en el terraplén de una vía (FHWA, 1988).

Pozos verticales con subdrenes de penetración

Los pozos verticales con drenes horizontales para captar el agua alrededor de una circunferencia de gran diámetro, (Figura 2.64) son muy eficientes. En esta técnica se construye un pozo vertical y dentro de éste, se colocan en forma radial, grupos de drenes horizontales (Figuras 2.65 a 2.69).

Los drenes horizontales conducen el agua al pozo vertical y pueden ser desaguadas bien sea por gravedad o por bombeo.

Los pozos que drenan por gravedad generalmente, son más eficientes y requieren menor mantenimiento que los pozos que drenan por bombeo. Por la razón anterior, se recomienda que los pozos verticales no sean demasiado profundos para permitir el drenaje por gravedad.

Pozos interconectados

La utilización de grupos de pozos verticales que drenan por gravedad ha aumentado en los últimos años, debido a que adicionalmente al efecto de drenaje, ayudan al control de asentamientos de consolidación en los casos de los terraplenes sobre suelos blandos (Holtz, 1991). El sistema consiste en la construcción de drenes horizontales que interceptan el sector inferior de los pozos verticales. Esta tecnología ha sido utilizada con éxito en Italia (Bruce, 1992).

La tecnología Rodren aplicada en Italia, consiste en pozos verticales de diámetros entre 1.5 y 2.0 metros espaciados 5.0 a 8.0 metros e interconectados en su base por un tubo colector. Los drenes colectores se instalan mediante la perforación de drenes horizontales dentro del diámetro del pozo vertical. Este sistema de drenaje permite drenar a grandes profundidades sin necesidad de perforar zanjas continuas y además, es accesible para la inspección y el mantenimiento.

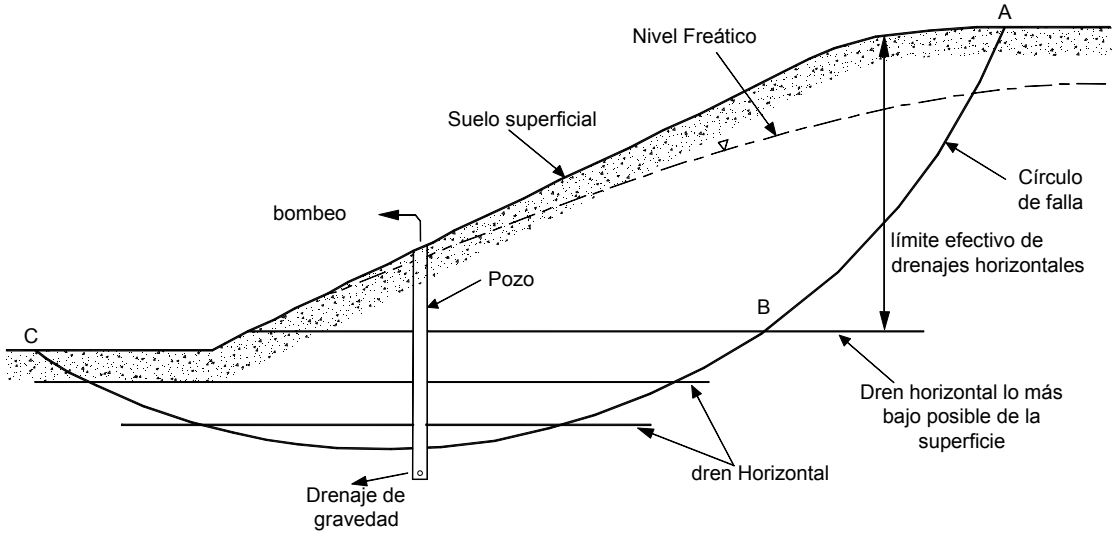


Figura 2.65 Principio de un sistema de pozo vertical con drenes horizontales para la estabilización de los deslizamientos (Cornforth, 2005).

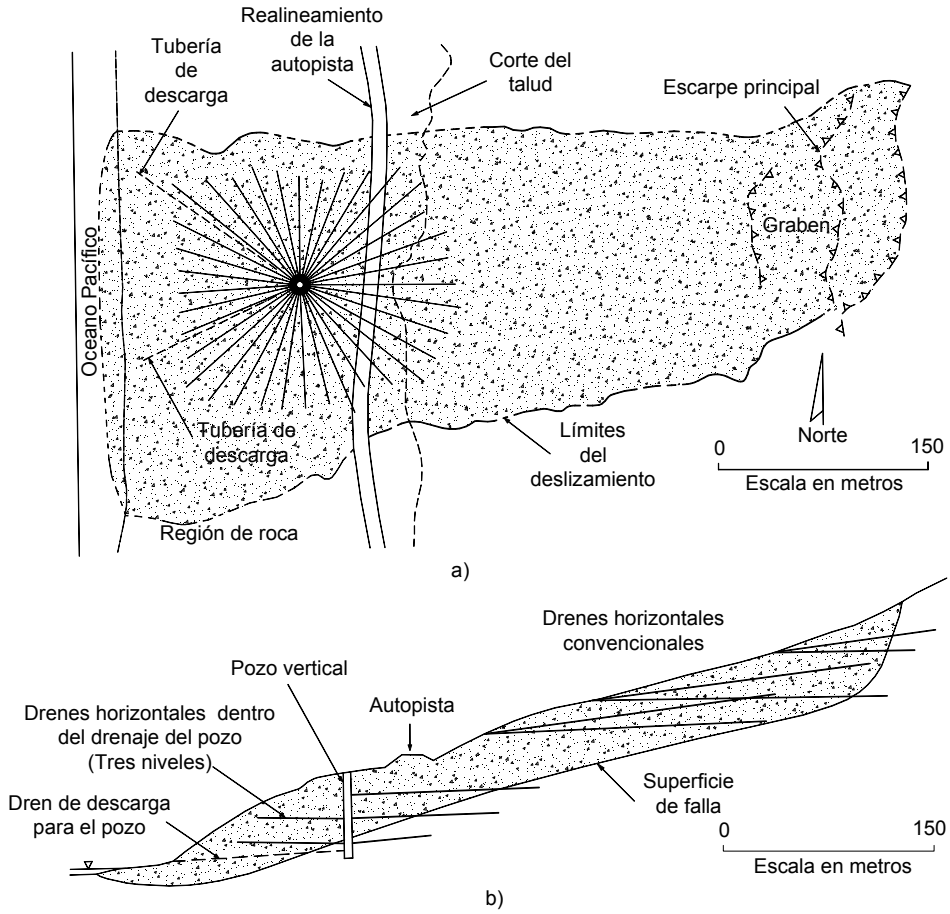


Figura 2.66 Esquema en planta y sección de la estabilización de un deslizamiento empleando pozos verticales con subdrenes horizontales (Peterson y otros, 1998).

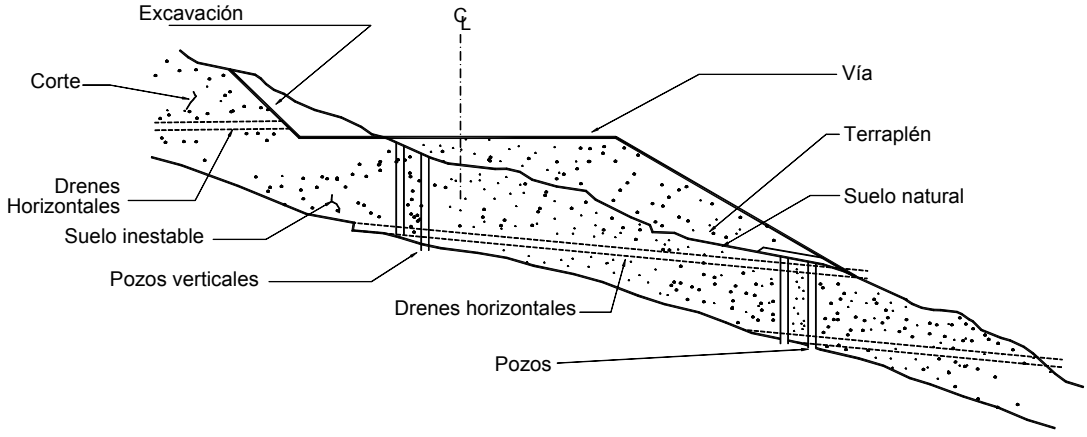


Figura 2.67 Combinación de pozos verticales y subdrenes horizontales.

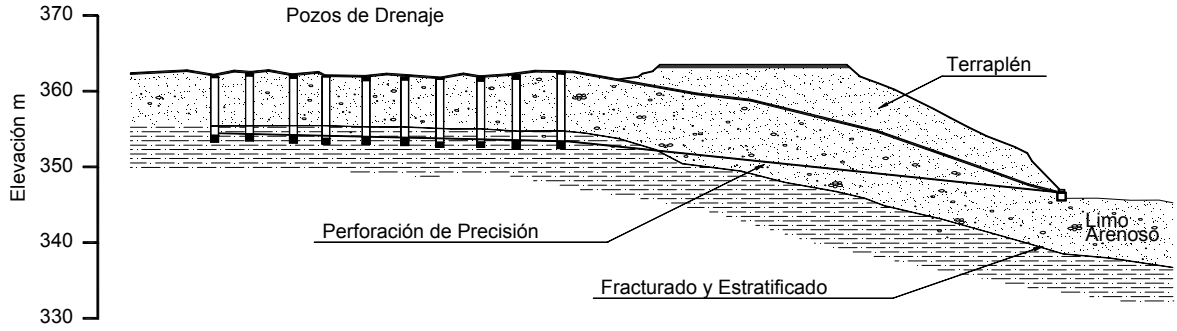


Figura 2.68 Pozos verticales conectados con ductos horizontales de PVC para desagüe (Colotta, 1988).

Generalmente, en el sistema de drenaje algunos pozos son utilizados para drenaje, los cuales se llenan con material filtrante pero otros se han empleado para la inspección y mantenimiento. También ha sido utilizada una tecnología similar consistente en caissons acampanados conjuntamente con drenes horizontales (Woodward Clyde Consultants, 1994). Las excavaciones se llenan con material de filtro y algunas veces, se construyen de forma que las puntas de las campanas se interceptan para producir un drenaje entre campana y campana (Figura 2.70).

Pozos con drenaje por sifón

El uso de los sistemas de sifón para el drenaje de los pozos verticales, también ha sido usado, pero existen dudas serias sobre su funcionalidad con el tiempo (Figura 2.71).

La utilización de drenes verticales con bombeo, aunque es empleada universalmente, presenta los problemas de mantenimiento y operación del sistema de drenaje.

Geodrenes verticales

Los geodrenes verticales se usan generalmente para facilitar el asentamiento de los suelos blandos, pero también se pueden utilizar para aliviar las presiones artesianas y de esta forma, aumentar la resistencia del suelo. Los geodrenes generalmente contienen un sistema conductor interno en tubería o geomembrana y un geotextil alrededor. El núcleo plástico es un sistema de canal interno con perforaciones para la entrada del agua.

Los geodrenes verticales se colocan por sistemas de martillo, rotación o presión y existen máquinas especializadas para esta labor. La principal dificultad con estos drenes es la presencia de bloques de roca dura que impiden su colocación.

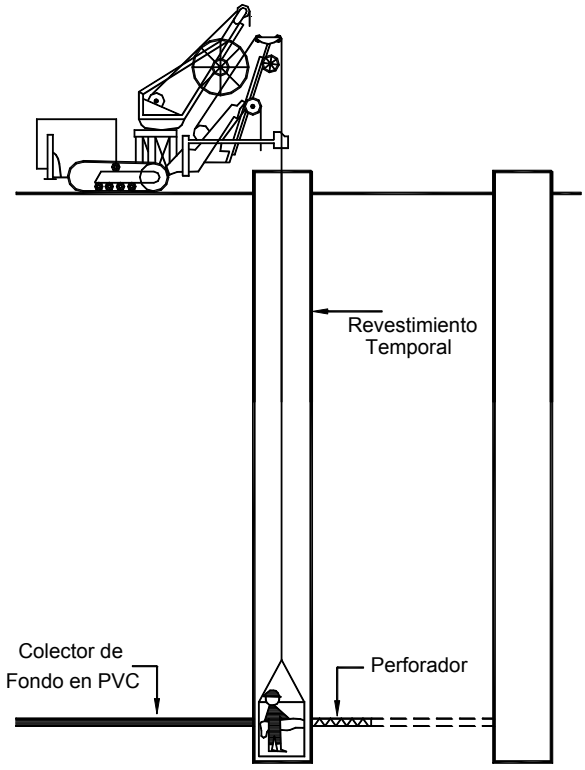


Figura 2.69 Construcción de ductos de conexión entre pozos verticales.

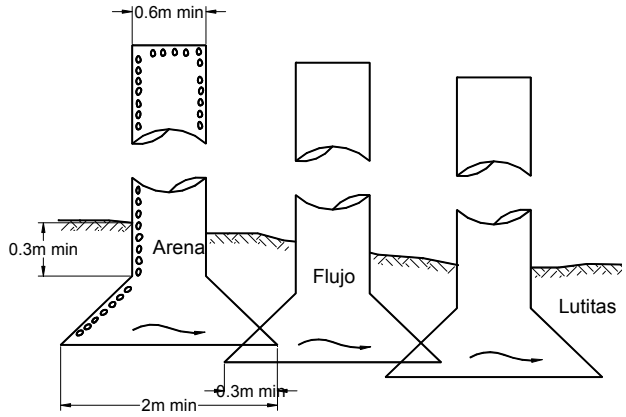


Figura 2.70 Pozos verticales acampanados que se traslapan en el pie (Colorado Department of Transportation).

Criterios para el Diseño de Pozos Verticales

- Los pozos verticales tienen generalmente un diámetro externo de 16 a 24 pulgadas, con un tubo perforado de 4 a 8 pulgadas de diámetro en el interior de la perforación. En algunas ocasiones se hace uso de drenes hasta dos metros de diámetro (Collota, 1988). El espacio anular entre la perforación y el tubo se llena con material de filtro.

- El espaciamiento entre los pozos es muy importante porque afecta su eficiencia y el costo del sistema y depende de la estructura de las formaciones. Los espaciamientos más comunes varían de 3 a 15 metros.

- La profundidad de los pozos depende del espesor de la zona inestable y la estabilidad requerida. Se conoce de drenes hasta de 50 metros de profundidad (Abramson 1996). Beer (1992) reporta un caso en el cual se instalaron sistemas de drenaje Rodren a profundidades de 52 metros con espaciamientos entre pozos de 15 metros.

- El sistema de pozos puede drenarse interconectándolos por drenes de penetración o por medio de una galería de drenaje o empleando un sistema de sifón. También, se pueden drenar mediante el bombeo.

- Si aparecen juntas verticales es posible que los pozos no intercepten las presiones de agua, como sí ocurre cuando el drenaje natural de la formación es horizontal. Debe tenerse en cuenta que es más efectivo incrementar el número de pozos que aumentar el diámetro.

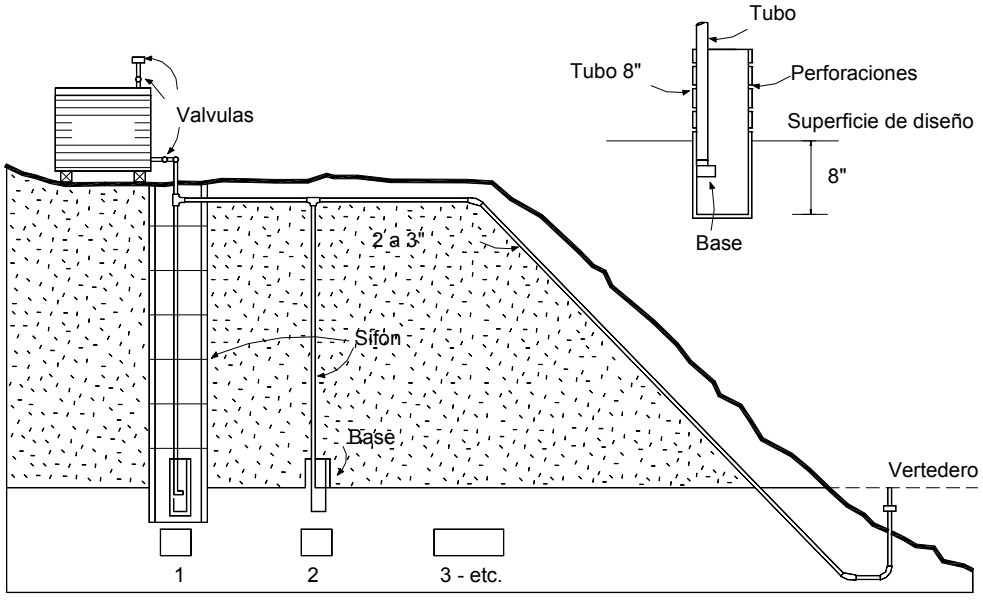


Figura 2.71 Pozos verticales de sub-drenaje utilizando un sistema de bombeo y sifón.

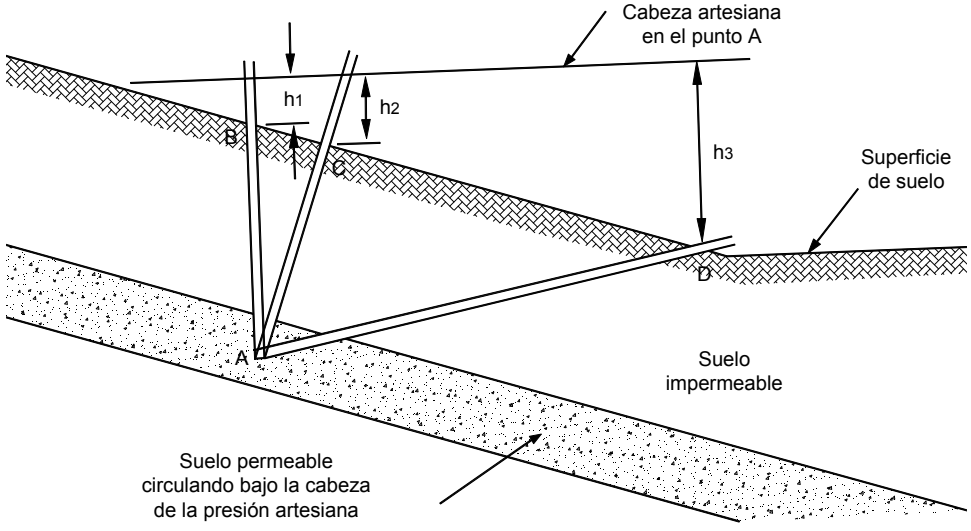


Figura 2.72 Reducción de presiones artesianas con el uso de pozos de alivio inclinados (Cornforth, 2005).

Pozos de Alivio

Los pozos de alivio se instalan para bajar las presiones de agua en condiciones artesianas. Las cabezas artesianas se desarrollan cuando un estrato permeable se encuentra cubierto por un estrato impermeable que atrapa las presiones e impide su disipación.

La presencia de las presiones artesianas representa un problema general de inestabilidad o un riesgo para que se produzcan volcanes de arena o de erosión por salida de agua a presión. Este problema puede mitigarse instalando unos pozos verticales con bombeo o simplemente, reduciendo la cabeza artesiana con la presencia de los pozos de alivio.

Otro uso común de los pozos de alivio es en la disminución de las presiones en los estratos permeables (aguas abajo) de las represas; de esta forma, se garantiza la estabilidad de los taludes.

Generalmente, se colocan líneas de pozos de alivio a determinadas distancias para reducir las presiones internas. En ocasiones, se construyen pozos de alivio inclinados, de forma que sean más eficientes para la disipación de las presiones artesianas (Figura 2.72). Incluso, puede darse el caso de que se utilicen subdrenes horizontales como pozo de alivio.

En todos los casos, se necesita que el pozo penetre totalmente dentro del manto permeable. Debe tenerse en cuenta que puede requerirse encamisado permanente en la perforación.

Pozos de Drenaje por Bombeo

La técnica de construir pozos para bombeo de agua se utiliza generalmente, para la estabilización temporal de los taludes y ocasionalmente, para la estabilidad permanente. Con frecuencia se requiere abatir temporalmente, los niveles freáticos para permitir la construcción de estructuras de contención, zanjas de drenaje y otro tipo de obras.

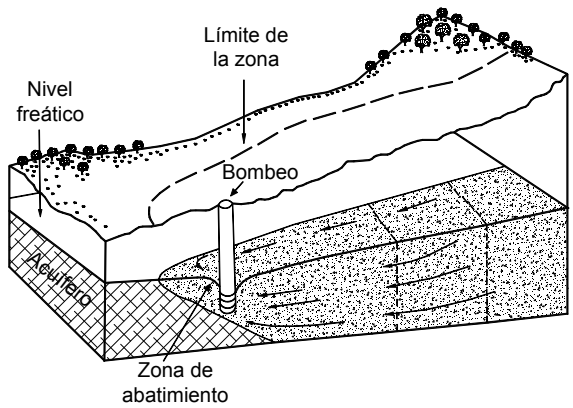


Figura 2.73 Flujo de agua hacia un pozo de bombeo en un talud.

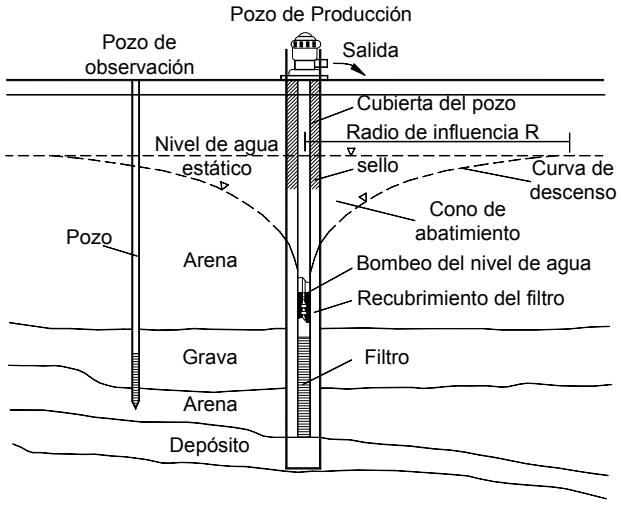


Figura 2.74 Abatimiento del nivel de agua en un pozo de bombeo (Driscoll, 1986).

En estos casos, la colocación de pozos de drenaje puede ser una alternativa muy eficiente, especialmente porque se pueden ajustar los volúmenes de bombeo y el número de pozos hasta obtener el resultado deseado. El diseño de un sistema de pozos de bombeo para estabilizar deslizamientos generalmente se realiza a criterio del ingeniero y sin un cálculo detallado. (Figuras 2.73 y 2.74).

Para la mayoría de los deslizamientos, los pozos de bombeo son sistemas temporales que se pueden ajustar en el campo y que no requieren de un análisis sofisticado.

Cornforth (2005) recomienda utilizar la información de los libros de Driscoll (1986) y Powers (1992).

Sistemas Reticulados de Abatimiento del Nivel de Agua

La técnica del abatimiento del nivel freático con sistemas reticulados de pozos de bombeo, se utiliza en forma extensiva para garantizar la estabilidad de excavaciones temporales en zonas con presencia de niveles de agua poco profundos, especialmente en depósitos de gravas, arenas y limos. Ocasionalmente, también se emplean los sistemas de bombeo para abatir los niveles freáticos en los depósitos de arcillas.

Los sistemas de pozos de bombeo son muy útiles cuando aparecen depósitos de capas delgadas de arena o grava, intercaladas con mantos de arcilla, como es común en los depósitos aluviales de los ríos. Para que el sistema sea eficiente, se requiere que las permeabilidades de los materiales se encuentren entre 10^{-3} y 10^{-5} cm/s.

El sistema consiste en la instalación de un grupo de pozos poco profundos conectados con una manguera a un sistema de bombeo. El espaciamiento entre puntos varía normalmente, entre 1 y 3 metros. El bombeo genera un vacio parcial en los pozos y el agua sube para ser posteriormente extraída. Los sistemas de pozos de bombeo son fáciles de instalar y el número de pozos puede aumentarse o disminuirse de acuerdo con las condiciones encontradas en el sitio, en el momento de su construcción.

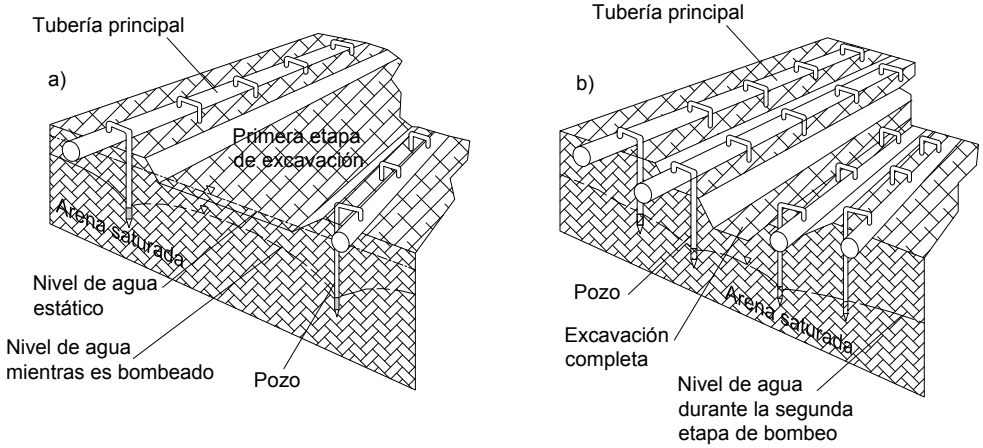


Figura 2.75 Construcción de un sistema de bombeo para excavaciones en dos etapas (Driscoll, 1986)

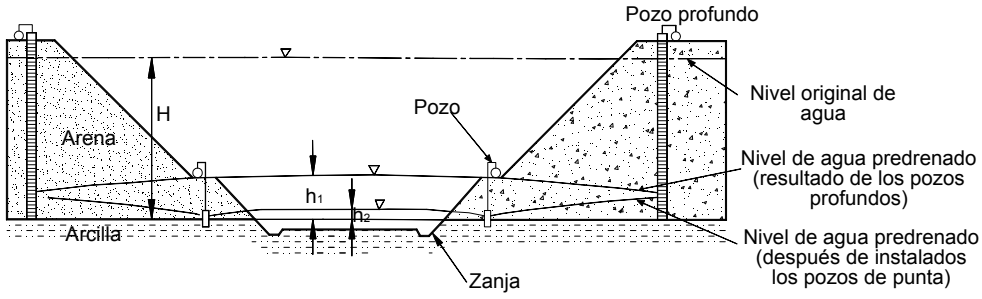


Figura 2.76 Uso de puntos de bombeo como complemento de los pozos de bombeo profundos en excavaciones (Powers, 1992).

Generalmente, este sistema de abatimiento del nivel freático utiliza pozos hasta de 5 metros de longitud y se puede requerir diseñar terraceos con la colocación de sistemas paralelos de bombeo como se muestra en la figuras 2.75 y 2.76.

El abatimiento de niveles freáticos con sistemas de puntos de bombeo se utiliza con mucha frecuencia para la ejecución de excavaciones y para la construcción de llaves de cortante, contrapesos por remplazo, subdrenes de zanja y otro tipo de excavaciones. En ocasiones, se requiere el sistema de bombeo mientras se construyen obras de estabilización definitiva.

Es común que al suspender las actividades de bombeo se presente inestabilidad en la excavación. En este caso, hay que diseñar y construir obras adicionales de contención en el pie de los taludes como se muestra en la figura 2.77.

SUBDRENAJE DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

Con excepción de las paredes para sótanos que se diseñan para resistir las presiones del agua, es una práctica necesaria de ingeniería la construcción de un subdrenaje adecuado detrás de los muros (Figura 2.78). El sistema de drenaje debe diseñarse para el flujo esperado sin que se presente taponamiento del sistema. Para prevenir el taponamiento, debe emplearse un material de filtro de acuerdo con el tipo de suelo detrás del muro.

El sistema de drenaje consiste en colchones de drenaje, pantallas, subdrenes, interceptores o incluso subdrenes horizontales de penetración. Para los casos en los cuales la pared es impermeable como sucede con los muros de concreto, se deben construir huecos de drenaje o lloraderos para impedir que se genere una presión de poros exagerada detrás de la pared.

Los lloraderos normalmente tienen un diámetro de 75 mm y un espaciamiento no mayor de 1.5 metros horizontalmente y un metro verticalmente. La hilera más baja de lloraderos debe estar aproximadamente a 30 centímetros por encima del pie del muro.

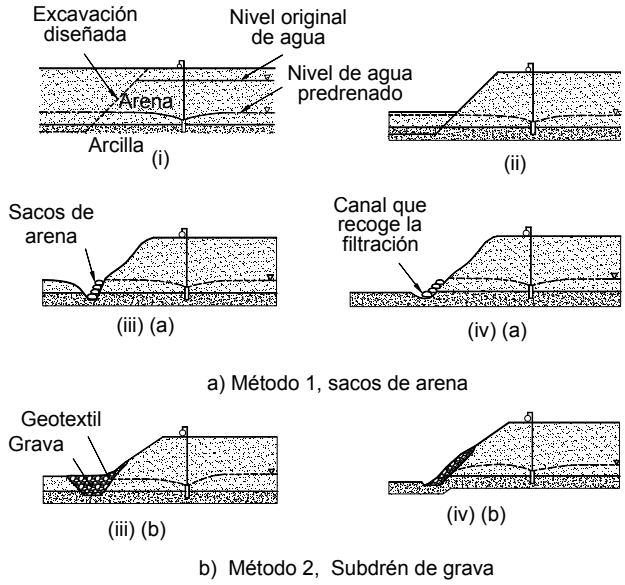


Figura 2.77 Métodos para estabilizar el pie de una excavación después de un proceso de abatimiento de nivel freático por bombeo (Powers, 1992).

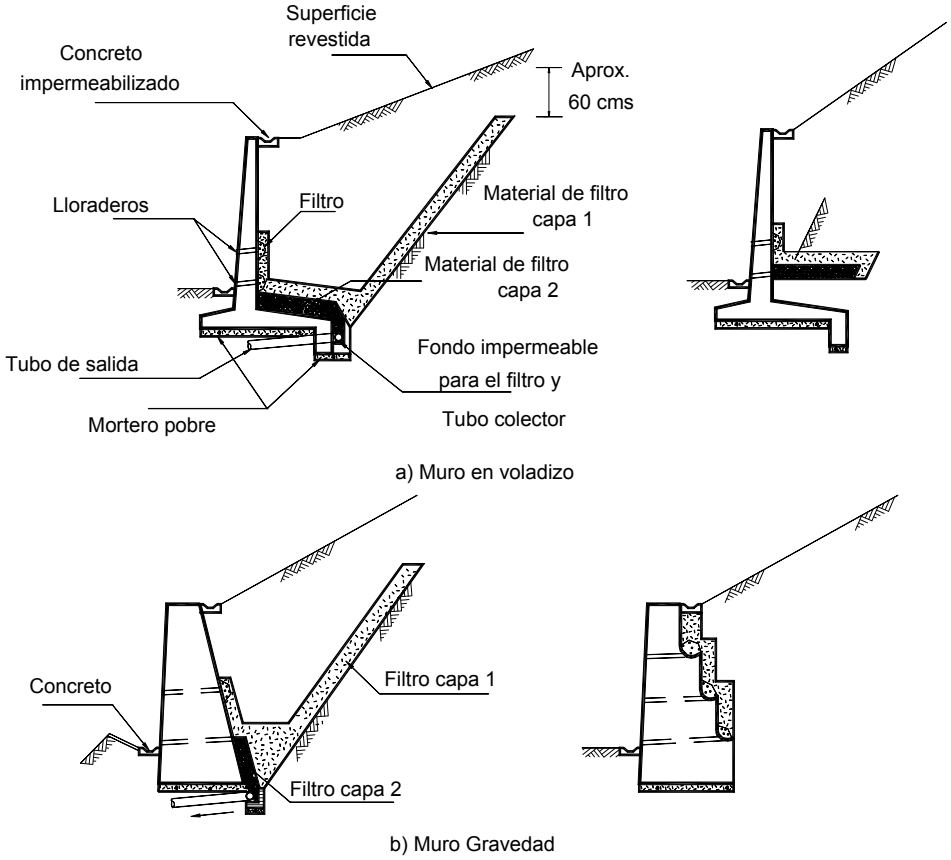


Figura 2.78 Subdrenaje de muros de contención.

DRENAJE POR ELECTRO-ÓSMOSIS

Desde mediados de los años 1930s, Casagrande introdujo el concepto de electro-ósmosis a la literatura geotécnica (Figura 2.79). Aunque este sistema ha sido exitoso en numerosas ocasiones (Casagrande 1947, 1952, 1953), el proceso no ha sido muy utilizado, probablemente por los costos de instalación del sistema y algunas incertidumbres técnicas sobre el proceso.

En el sistema de electro-ósmosis se hace fluir corriente directa de ánodos a cátodos enterrados en el suelo. Los ánodos generalmente son varillas de acero clavadas en el suelo y los cátodos son tubos metálicos. El gradiente eléctrico produce un flujo de agua a través del suelo desde el ánodo hasta el cátodo de donde se remueve por bombeo o por gravedad. El incremento en la resistencia al cortante, se obtiene principalmente, del aumento en el esfuerzo efectivo por acción del flujo del agua. Lo y otros (1991) diseñaron electrodos de cobre especiales para prevenir acumulación de gas alrededor del ánodo y permitir el flujo libre del agua desde el cátodo, sin necesidad de bombeo. Cuando se suspende la corrient, también desaparece el efecto estabilizante.

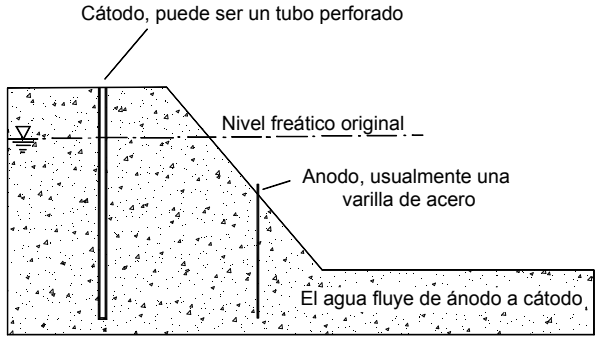


Figura 2.79 Drenaje por electro-osmosis.

REFERENCIAS CAPÍTULO 2

AASHTO (1999). "Highway drainage guidelines". Washington DC.

Abramson L.W., Lee T.S., Sharma S., Boyce G.M., (1996) "Slope stability and stabilization methods". Wiley-Interscience, p.628.

Barrett, R.K. (1979) "Use of Horizontal Drains: Case Histories from the Colorado Division of Highways". Colorado Division of Highways, District III, Grand Juntion, Colorado.

Beer P., Hegg U., Manassero V. (1992) "Landslide stabilization at Ancona, Italy, by deep drainage wells". Proceedings of the sixth international symposium on Landslides, Christchurch, pp. 663-670.

Bertram G. E. (1940) "An experimental investigation of protective filters". Harvard University. Cambridge. Publ. 267, serie 7.

Brawner C.O., R. Pakalnis (1982). "Vacuum Drainage to Stabilize Rock Slopes in Mining Projects". 1st International Mine Water Conference. Budapest, Hungary, April.

Bromhead E.N. (1984) "An analytical solution to the problem of seepage into counterfort drains" Canadian Geotechnichal Journal vol. 21 p 657-662.

Bromhead, E.N. (1986). "The Stability of Slopes". Chapman & Hall, New York, 374pp.

Bruce, D.A., (1992). "Two New Specialty Geotechnical Processes for Slope Stabilization", Proceedings: Stability and Performance of Slopes and Embankments – II, ASCE Geotechnical Special Publication No. 31, Berkeley, California, pp. 1505 – 1519.

Casagrande L. (1947). "The applications of electro-osmosis to practical problems in foundations and earthwoks". London, DSIR, Building Research, Tech. Paper 30

Casagrande L. (1952). "Electro-osmotic stabilization of soils". J Boston Soc. Civ. Engrs, 39, 1, 51-83

Casagrande L. (1953). "Review of past and current work on electro-osmotic stabilization of soils" Harvard Soil Mech, Series 45

Choi, E.C.C. (1977) "Seepage around horizontal drains-two and three dimensional finite element analysis". Hong Kong Engineer, Vol. 5, No. 9 pp. 35-39.

Collota, Manassero T.W., Moretti P.C., (1988), "An Advanced Technology in deep drainage of slopes". Proc., Fitfth international Symposium on landslides, Lausanne, A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, Vol.2, pp. 887-892.

Cornforth. D.H., (2005), "Landslides in Practice", Investigations, Analisis, and Remedial/Preventative Opcions In Soil.Jhon Wiley and Sons inc.. 596 p.

Driscoll, F.G. (1986). "Groundwater and Wells" 2ad ed. Johnson Filtration Systems, Inc., St. Paul, Minnesota, 1089 pp.

Eberherdt, E., Bonzanigo, L., Loew, S., (2007) "Long-term investigation of a deep-seated creeping landslide in crystalline rock. Part II. Mitigation measures and numerical modelling of deep drainage at Campo Vallemaggia". Can. Geotech. J. 44: pp 1181-1199.

FHWA (1988) "Highway slope maintenance and slide restoration workshop" FHWA U.S. Department of transportation. Report FHWA-RT-88-040.

Ford, W.H. (1974). "Low Pressure Jet Cleaning of Plastic Drains in Sandy Soils". Transactions, American Society of Agricultural Engineers, Vol 17, pp. 895-897.

Forrester, K. (2001) "Subsurface Drainage for Slope Stabilization". ASCE, Press. Virginia, 208, pp.

Geotechnical Engineering Office (1984) "Geotechnical manual for slopes". Hong Kong, 306 p.

Geotechnical Engineering Office (1993) "Review of granular and geotextile filters". Hong Kong, 141 p.

Holtz, R.D.M.B. Jamiolkowski, R. (1991). "Prefabricated vertical drains: Design and Performance". CIRIA Series. Butterworth-Heineman, London, 131 pp.

Hutchinson, J. N. (1977), Assement of the Effectiveness of Corrective Measures in Relation to Geological Conditions and Types of Slope Movement. Bulletin of International Association of Engineering Geologist, Vol 16 pp. 131-155.

Japan road Association (1984) "Manual for Slope Protection". Highway Earthwork Series. Masonic 39 Mori Building 2-4-5 Azabudai, Minato-ku Tokyo Japan.

Kenney, T.C., Pazin, M., Choi, W.S. (1977) "Design of horizontal drains for soils slopes". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, pp. 1311-1323.

Lawson, C.R. (1982). "Filter Criteria for geotextiles: relevance and use". Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 108, pp1300-1317. Discussion, Vol. 109, 1983, pp 1634-1637.

Lo, K.Y., Ho H.S., Inculet I.I. (1991). "Field test of electroosmotic strengthening of soft sensitive clays". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 28, pp. 74-83.

Long, M. T. (1986) "Camp Five Slide Exploration, Design and Construcion of a Horizontal Drain Solution". Proceedings, 22nd Symposium on Engineering Geology and Soils Engineering, Boise Idaho, pp 246-265.

Maddison J.D., Jones D. B. (2000) "Long-term Performance of wells and bored Drains used in landslide remediation". 8th international symposium on landslides Cardiff. pp. 975-980.

McCullah, J. (2001) "Biotechnical Soil Stabilization for Slopes and Streambanks". IECA professional Development Course. Training Manual. Las vegas. 177p.

Mejía, F.F. (1999), "Hidrología e hidráulica". Manual para el control de la erosión. Corpocaldas. INVIAS, Manizales. Colombia P 78-117.

Millett, R.A., Perez, J.Y. y Davidson, R.R. (1992). "U.S.A. Practice Slurry Wall Specifications 10 years later". Slurry Walls: Design Construction and Quality Control. ASTM STP 1129, pp 42-66.

Peterson, G. L., Scofield, D. H., Squier, L. R. y Toor, F. (1998). "Engineering Geology and Drainage of the Arizona Inn Landslide, U.S. Highwat 101, Southern Oregon Coast". Environmental, Groundwater and Engineering Geology. Aplications from Oregon. Edited by Scott Burns. Star Publishing Company, Belmont, California, pp 231-248.

Powers, J. P. (1992). "Constrution Dewatering: A Guide to Theory and Practice". John Wiley & Sons, New York, 484 pp.

Prellwitz, R.W. (1978). "Analysis of parallel drains for highway cut-slope stabilization" Proceedings of the sixteenth Annual Engineering Geology and Soils Engineering Symposium, boise, Idaho, pp. 153-180.

Royster, D.L. (1980). "Horizontal Drains and Horizontal Drilling: An Overview", 59th Annual Meeting of transportation Research Board, Washington, DC. 21, pp.

Santi P. M., Elifrits C. D. Liljegren J. A. (2001) "Design and Installation of Horizontal Wick Drains for Landslide Stabilization" Transportation Research Record 1757 Paper No. 01-0172

Sherard, J. L., Dunnigan, L. P., and Talbot, J. R. (1984). "Basic properties of sand and gravel filters." J. Geotech. Eng., 110(6), 684–700.

Schuler U., Brauns J. (1992). "Behaviour of coarse and well-graded filters". Proceedings of the first international conference geo-filters. Karlshue-germany. pp. 3-26.

Stanic, B. 1984. "Influence of Draining Trenches on Slope Stability". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol, 110, No 11, November, pp. 1624-1636.

Terzaghi, K., Peck R. (1948) "Soil mechanics in engineering practice". John Wiley and Sons, New York.

Terzaghi K., Peck R. (1967). "Soil Mechanics in Engineering Practice". 2nd ed. Jhon Wiley and Sons, New York. The first edition was published in 1948.

United States Bureau of Reclamation (USBR). (2003). "Design of small dams", Oxford

U.S. Army Corps of Engineering (1953). "Filter Experiments and Design Criteria". Waterways Experiment Station, Technical Memorandum No. 3 – 360, United States Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vickburg, 52p.

Valore C., Farulla C.A. (1996) "Evolution of safety conditions of slopes stabilised by drainage galleries". Proceedings of the Seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp.1817-1822.

Woodward Clyde Consultants, (1994). "Letter to Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas, Inc., concerning remedial measures to repair the landslide at California State Road 4 at Willow Pass."

Zaradny, H., Feddes R.A. (1979) "Calculation of non-steady flow towards a drain in saturated-unsaturated soil by finite elements". Agricultural. Water Management. 2:37

Capítulo 3

Estructuras de Contención de Gravedad

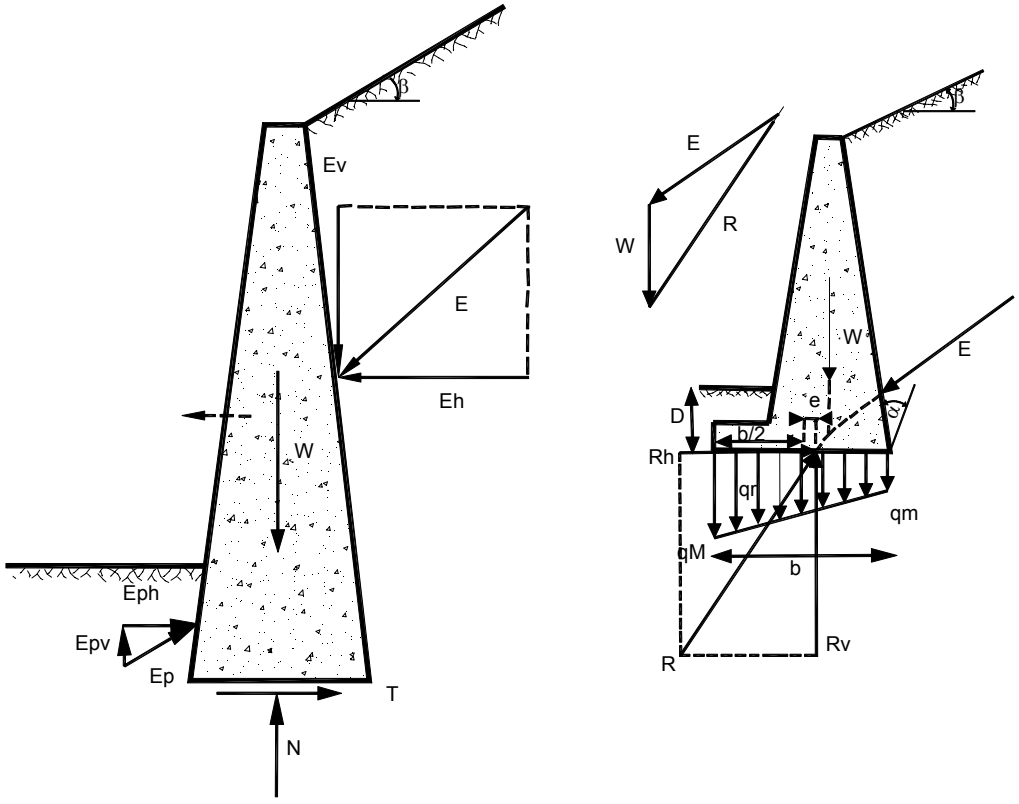


Figura 3.1 Diseño de muros de gravedad para taludes estables.

Los muros de gravedad son estructuras de contención convencionales que obtienen su soporte por la acción de su peso solamente (Figura 3.1). Son elementos principalmente pasivos, los cuales soportan cargas laterales por la tendencia del suelo a moverse. La altura que puede usarse en los muros de gravedad es muy limitada, especialmente cuando se encuentra cimentada sobre suelos arcillosos; sin embargo, a pesar de sus limitaciones, los muros de gravedad y en voladizo se utilizan con mucha frecuencia para la prevención y remediación de amenazas a deslizamientos de tierra.

En los deslizamientos las fuerzas que actúan sobre los muros son relativamente grandes, debido a que el suelo en el deslizamiento solamente posee su resistencia residual (Morgenstern, 1982) y no es fácil estabilizar un deslizamiento con estructuras convencionales de contención.

Los muros de gravedad son, con frecuencia, eficientes para estabilizar deslizamientos pequeños, pero es difícil y en ocasiones no es viable, estabilizar movimientos de gran magnitud, especialmente los deslizamientos rotacionales.

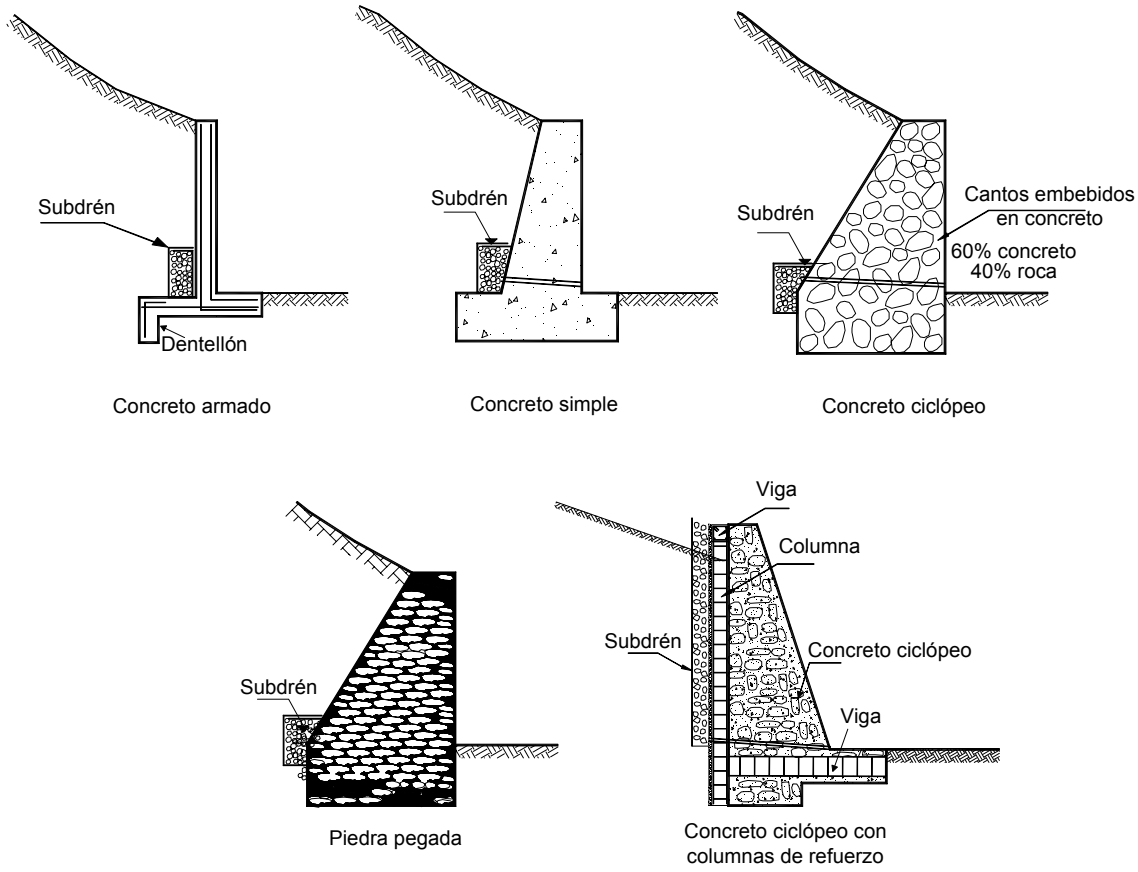


Figura 3.2 Esquemas de diferentes tipos de muro rígido.

Muros de Gravedad

Se deben diferenciar dos tipos generales de muros de gravedad:

Muros rígidos. En esta categoría se encuentran los muros de concreto reforzado, concreto simple y concreto ciclópeo.

Muros flexibles. Se incluyen los muros en gaviones, los muros criba, los pedraplenes y los muros de tierra con llantas usadas, entre otros.

El proyecto de muros de gravedad

En el planteamiento, proyecto y diseño de estructuras de contención para estabilizar deslizamientos, se deben tener en cuenta los siguientes criterios:

- Siempre debe cimentarse sobre suelos estables.
- Es conveniente en la mayoría de los casos, la colocación de tacones o llaves de cortante por debajo del muro.
- En todos los casos debe existir un sistema de drenaje y subdrenaje muy completo.
- La altura máxima prudente para las estructuras de gravedad es de 8 metros y en algunos tipos de muro hasta 4 metros.
- No es eficiente la construcción de estructuras de gravedad para estabilizar deslizamientos de gran magnitud. En general, los muros de gravedad, sólo son efectivos para estabilizar deslizamientos de tamaño pequeño.
- El diseño debe realizarse utilizando análisis de estabilidad de taludes y comprobando además la estabilidad intrínseca del muro.

MUROS RÍGIDOS

Son estructuras de contención generalmente de concreto que no permiten deformaciones importantes sin romperse (Figura 3.2 y tabla 3.1). Se apoyan sobre suelos competentes para transmitir fuerzas de su cimentación al cuerpo del muro y de esta forma generar fuerzas de contención. La utilización de muros rígidos es una de las formas más sencillas de manejar cortes y terraplenes. Los muros rígidos actúan como una masa relativamente concentrada que sirve de elemento contenedor de la masa inestable.

El empleo de muros de contención rígidos para estabilizar deslizamientos es una práctica común en todo el mundo, pero su éxito ha sido limitado por la dificultad que hay en el análisis de cada caso en particular y por las diferencias que existen entre las fuerzas reales que actúan sobre el muro en un caso de deslizamiento y los procedimientos de análisis basados en criterios de presiones activas, utilizando las teorías de presión de tierras de Rankine o Coulomb.

Tabla 3.1. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muro rígido.

Muro	Ventajas	Desventajas
Reforzado	Los muros de concreto reforzado pueden emplearse en alturas grandes (superiores a ocho metros), previo su diseño estructural y estabilidad. Se utilizan métodos convencionales de construcción, en los cuales la mayoría de los maestros de construcción tienen experiencia.	Requieren de buen piso de cimentación. Son poco económicos en alturas muy grandes y requieren de formaletas especiales. Su poco peso los hace poco efectivos en muchos casos de estabilización de deslizamientos de masas grandes de suelo.
Concreto simple	Relativamente simples de construir y mantener, pueden construirse en curvas y en diferentes formas para propósitos arquitectónicos y pueden colocarse enchapes para mejorar su apariencia exterior.	Se requiere una muy buena fundación y no permiten deformaciones importantes, se necesitan cantidades grandes de concreto y un tiempo de curado antes de que puedan trabajar efectivamente. Generalmente, son poco económicos para alturas mayores de tres metros.
Concreto ciclópeo	Similares a los de concreto simple. Utilizan bloques o cantos de roca como material embebido, disminuyendo los volúmenes de concreto. Generalmente, son más económicos que los de concreto simple o reforzado.	Se requiere muy buena fundación. El concreto ciclópeo (cantos de roca y concreto) no puede soportar esfuerzos de flexión grandes. Se requiere la disponibilidad de bloques de roca.
Concreto ciclópeo con columnas de refuerzo	Combinan las ventajas de economía del concreto ciclópeo con la capacidad de flexión del concreto reforzado.	Se requiere muy buena fundación. Es muy poca la investigación sobre su comportamiento y no existe una metodología aceptada de diseño.
Mampostería o bloques de roca pegados con concreto	Son muy económicos cuando hay disponibilidad de bloques de roca. Son visualmente atractivos.	Se requiere muy buena fundación. Resistencia muy baja a la flexión. Son muy vulnerables a los movimientos.

En el caso de deslizamientos de traslación poco profundos, el muro puede representar un buen sistema de estabilización siempre que esté cimentado por debajo de posibles o reales superficies de falla. Se diseñe para que sea capaz de resistir las cargas de desequilibrio debidas al deslizamiento, adicionadas por un factor de seguridad que se recomienda no sea inferior a 2.0.

Con frecuencia, ocurre que un deslizamiento de rotación, donde la fuerza actuante en el pie tiene una componente vertical importante hacia arriba, levanta el muro, son muchos los casos conocidos de fracasos en el empleo de muros para controlar deslizamientos rotacionales.

Muros de Concreto Reforzado

Los muros de concreto reforzado son relativamente esbeltos y comúnmente en forma de L, con relleno en tierra por encima de la cimentación. Una estructura de concreto reforzado resiste las fuerzas de un movimiento, debido principalmente a la presión de la tierra sobre el muro. El muro, a su vez, debe apoyarse en una cimentación por fuera de la masa inestable.

Tipos de muro de concreto reforzado

Existen los siguientes tipos de muro de concreto reforzado (Figura 3.3):

- Muros empotrados o en voladizo, en forma de L o T invertida, los cuales tienen una placa semivertical o inclinada monolítica con otra placa en la base (Figura 3.4).

- Muros con contrafuertes, en los cuales, la placa vertical o inclinada está soportada por contrafuertes monolíticos que le dan rigidez y ayudan a transmitir la carga a la placa de cimentación.

- Muros con estribos, en los cuales, adicionalmente a la placa vertical, la placa de cimentación y los contrafuertes, se construye una placa superior subhorizontal que aumenta la rigidez y capacidad para soportar momentos.

El tipo de muro a emplear depende especialmente de las características morfológicas del terreno, altura, tipo de talud (corte o relleno) y calidad del suelo de cimentación.

Diseño de muros de concreto reforzado

En el diseño de los muros en voladizo se deben tener en cuenta los siguientes factores:

- Garantizar la estabilidad intrínseca del muro para evitar volcamiento o deslizamiento sobre el suelo de cimentación.

- Evaluar la estabilidad general del talud o cálculo del factor de seguridad, incluyendo la posibilidad de fallas por debajo de la cimentación del muro.

- Diseñar las secciones y refuerzos internos para resistir momentos y cortantes utilizando procedimientos de ingeniería estructural. El diseño estructural interno requiere del cálculo de esfuerzos de flexión y de cortante tanto en la cimentación como en el cuerpo del muro.

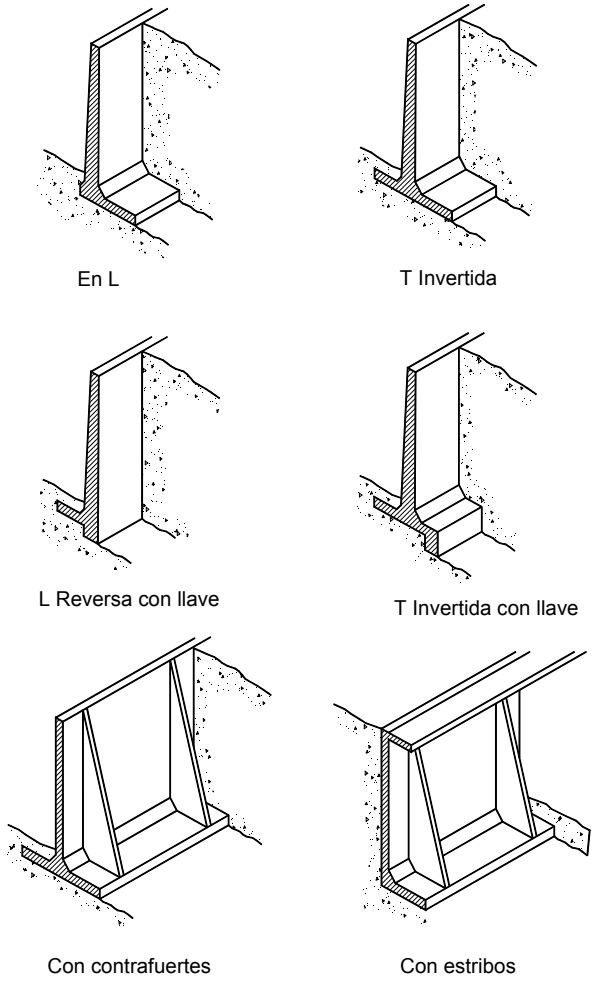


Figura 3.3 Tipos de muro de contención en concreto reforzado.

- Para el diseño estructural se recomienda suponer que la placa vertical del muro se encuentra totalmente empotrada en la placa de cimentación. La Oficina de Control Geotécnico de Hong Kong recomienda que en todos los casos de muro de concreto reforzado, se utilicen presiones de reposo para el cálculo de las fuerzas sobre las paredes del muro.

- El peso del suelo sobre el cimiento se debe considerar como parte integral de la masa del muro en el cálculo de fuerzas.

- Calcular la capacidad de soporte de la cimentación teniendo en cuenta todos los pesos y fuerzas externas.

- La fricción suelo - muro en su parte posterior no debe tenerse en cuenta en deslizamientos por no existir desplazamiento a lo largo de este plano. Se considera que el suelo se desplaza solidariamente con el muro.

- Se recomienda suponer que el plano de aplicación de las presiones activas es el plano vertical, tomado en el extremo posterior del cimiento del muro.

- En la mayoría de los casos es necesario colocar un dentellón o "tacón de cortante" para mejorar la resistencia al deslizamiento. Este dentellón debe tener refuerzo suficiente para resistir los esfuerzos de cortante.

- Un muro en concreto reforzado es generalmente económico y viable para alturas hasta de 8 metros.

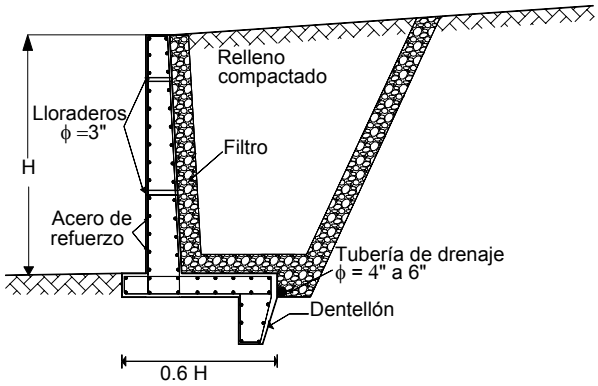


Figura 3.4 Esquema de un muro de concreto reforzado.

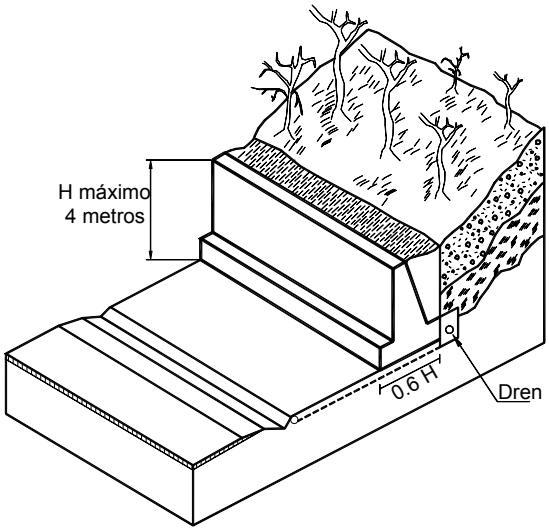


Figura 3.5 Muro en concreto sin refuerzo.

- Para alturas mayores, el espesor de la placa semivertical aumenta en forma considerable y el muro resulta muy costoso.

- Se debe tener en cuenta que la utilización de contrafuertes o estribos generalmente disminuye el costo comparativamente con un muro empotrado en L o T invertida.

- La pendiente de la pared de fachada se le debe asignar una inclinación ligera para evitar la sensación visual de que el muro se encuentra inclinado. Generalmente, se recomienda una pendiente de 1 en 50.

- En todos los casos los muros de concreto reforzado deben contener un sistema de drenaje detrás de su pared vertical y/o un sistema de lloraderos o salidas para el agua represada detrás del muro. Debe tenerse en cuenta que, aún en el caso de suelos completamente secos, la presencia del muro puede inducir el represamiento de pequeñas cantidades de agua de infiltración.

- Es importante la construcción de juntas estructurales para evitar fisuras o grietas relacionadas con cambios de temperatura. La distancia recomendada entre juntas no debe ser mayor de 10 metros a lo largo del muro, en la estabilización de deslizamientos. En suelos estables puede ser hasta de 20 metros.

Muros de Concreto Simple

Los muros de concreto sin refuerzo son masas relativamente grandes de concreto, las cuales trabajan como estructuras rígidas (Figura 3.5).

Los muros de concreto simple o ciclópeo actúan como estructuras de peso o gravedad y se recomienda no emplear alturas superiores a cuatro metros, debido no sólo al aumento de costos, sino a la presencia de esfuerzos de flexión que no pueden ser resistidos por el concreto y se pueden presentar roturas a flexión en la parte inferior del muro o dentro del cimiento (Figura 3.6).

Diseño de muros de concreto simple

- El diseño de un muro en concreto debe tener en cuenta la estabilidad intrínseca del muro, el factor de seguridad del deslizamiento y la capacidad de soporte en forma similar a los muros de concreto reforzado. Sin embargo, en el caso de muros masivos de gravedad, no se realiza un análisis de momentos internos.

- Los muros de concreto, en todos los casos, deben tener un sistema de subdrenaje para eliminar la posibilidad de presiones de agua.

- Se deben construir juntas de contracción o expansión, en ningún caso deben tener distancias superiores a 10 metros. Si los materiales utilizados poseen coeficientes altos de dilatación por cambio de temperatura, las juntas deben colocarse a menos de 8 metros de distancia entre ellas.

- La pendiente de la pared del muro debe tener una inclinación similar a la recomendada para muro de concreto reforzado.

- Los muros de concreto deben cimentarse por debajo de la superficie de falla con el objeto de obtener fuerzas de reacción por fuera del movimiento que aporten estabilidad, no solo al muro sino al deslizamiento.

Muros de Concreto Ciclópeo

El concreto ciclópeo es una mezcla de concreto con cantos o bloques de roca dura. Generalmente, se utilizan mezclas de 60% de concreto y 40% de volumen de bloques de roca. En algunos países se utilizan porcentajes mayores de bloques de roca (Figura 3.7).

Sin embargo, debe tenerse en cuenta que a mayor cantidad de roca, existe mayor posibilidad de agrietamiento del muro por presencia de zonas de debilidad estructural interna. El diseño de un muro de concreto ciclópeo es muy similar a un muro de concreto simple.

Diseño de muros de concreto ciclópeo

Para el diseño de muros de concreto ciclópeo se deben tener en cuenta la totalidad de los criterios indicados anteriormente para los muros de concreto simple y adicionalmente los siguientes criterios:

- Deben utilizarse bloques de roca angulosa. Si se requiere utilizar bloques redondeados estos deben romperse o "rajonearse" para que tengan caras rugosas y bordes angulosos.

  Es muy importante una buena adherencia entre los bloques de roca y el concreto.

- Los muros de concreto ciclópeo poseen resistencia baja a la tensión y no se permiten muros esbeltos.

- No se debe utilizar bloques de roca frágil o blanda (por ejemplo, lutitas o esquistos).

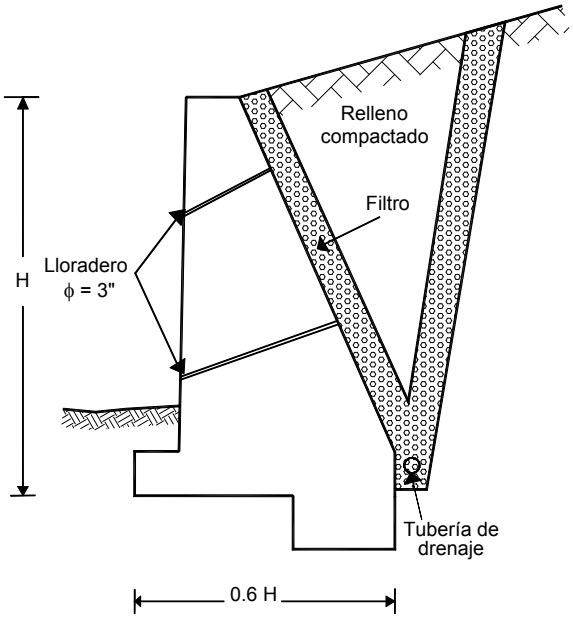


Figura 3.6 Esquema de un muro de concreto simple.

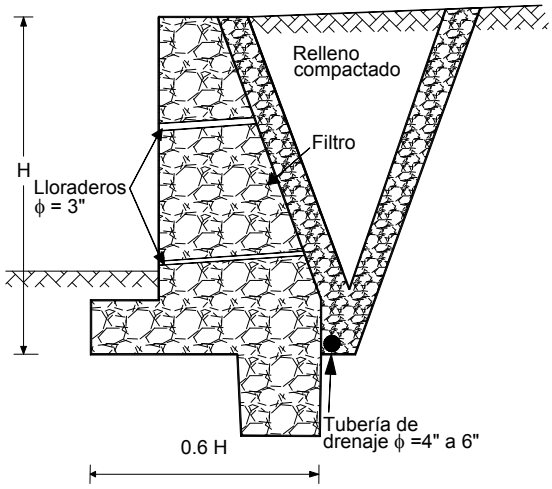


Figura 3.7 Esquema de un muro en concreto ciclópeo.

Muros de concreto ciclópeo con refuerzo estructural

En los últimos años se han utilizando con éxito muros de concreto ciclópeo de semigravedad con columnas o columnetas y/o vigas de refuerzo de acero, para ayudar a resistir las fuerzas internas de flexión (Figura 3.8).

Las columnas de refuerzo deben tener estribos suficientemente cercanos y deben utilizarse bloques de roca relativamente grandes para garantizar que no haya bloques de roca dentro de las columnas de refuerzo.

El diseño de los muros de concreto ciclópeo con columnas de refuerzo estructural permite la construcción de muros más esbeltos e incluso muros con contrafuertes. Es muy poca la investigación técnica sobre su comportamiento y no existen metodologías aceptadas de diseño. Sin embargo, su comportamiento ha sido eficiente.

Muros de bloques de roca pegada o mampostería

Los muros de roca pegada (con menos del 60% de su volumen en concreto o en mortero) son utilizados con frecuencia en algunos países. Su diseño es muy similar al de los muros de concreto ciclópeo o simple. Debe tenerse en cuenta que estos muros son muy frágiles y requieren de secciones mayores que los de concreto convencional. Es muy importante garantizar la adherencia entre los bloques de roca y el concreto o mortero.

MUROS DE GRAVEDAD FLEXIBLES

Son estructuras masivas y flexibles. Se adaptan a los movimientos. Su efectividad depende de su peso y de la capacidad de soportar deformaciones importantes sin que se rompa su estructura. Los muros flexibles son estructuras que se deforman fácilmente por las presiones de la tierra sobre ellas o que se acomodan a los movimientos del suelo y generalmente, se diseñan para resistir presiones activas en lo que se refiere a su estabilidad intrínseca y actúan como masas de gravedad para la estabilización de deslizamientos de tierra.

Existen muchos tipos de muros flexibles, entre ellos los más populares son (Figura 3.9 y tabla 3.2):

- Muros en gaviones
- Muros de elementos prefabricados (Muros Criba)

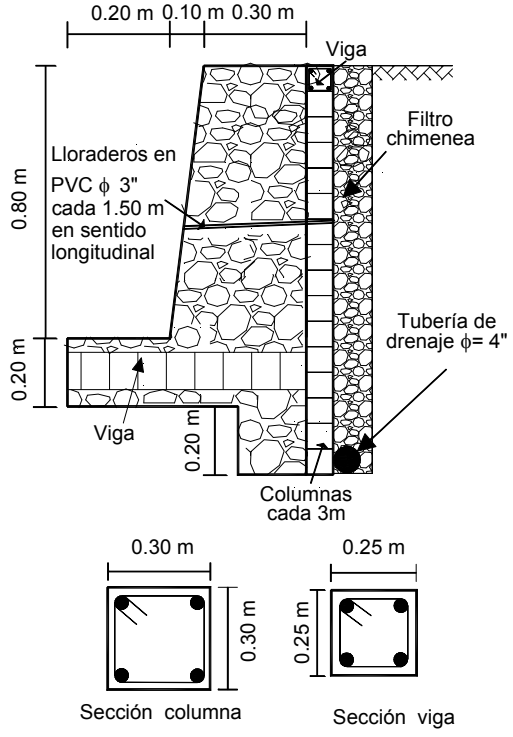


Figura 3.8 Esquema de un muro de concreto ciclópeo con columnetas de refuerzo.

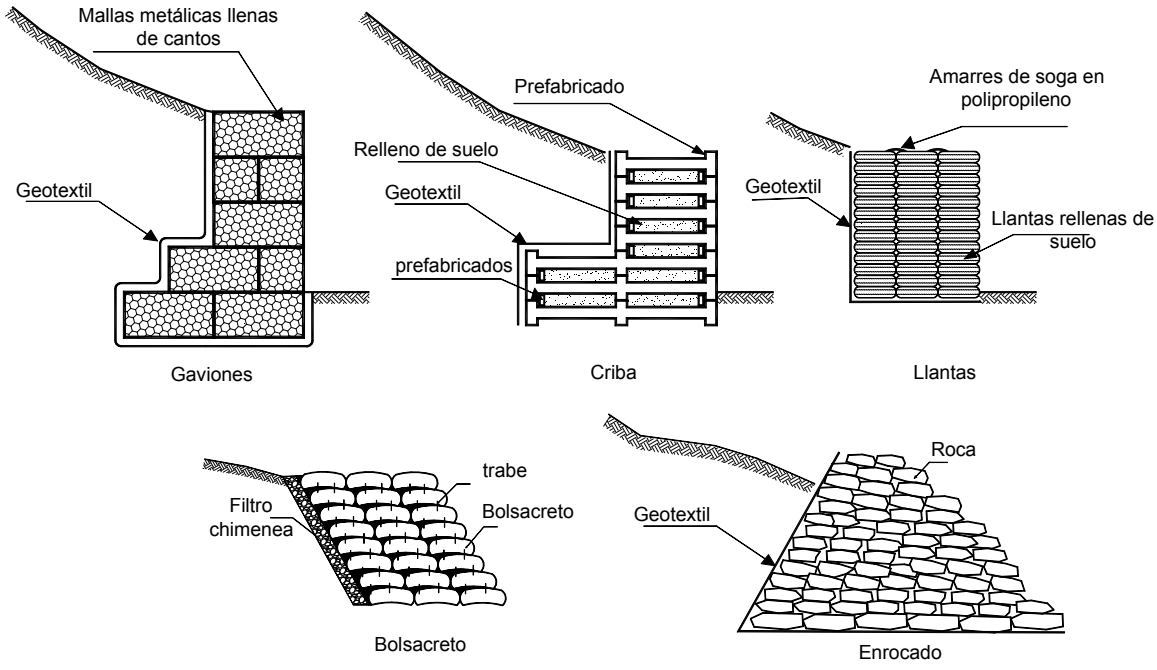


Figura 3.9 Esquemas de algunos tipos de muros flexibles.

- Muros de llantas usadas
- Muros de enrocado
- Muros de bolsacreto

Cada uno de estos tipos de muros posee unas características especiales de construcción, diseño y comportamiento.

Muros en Gaviones

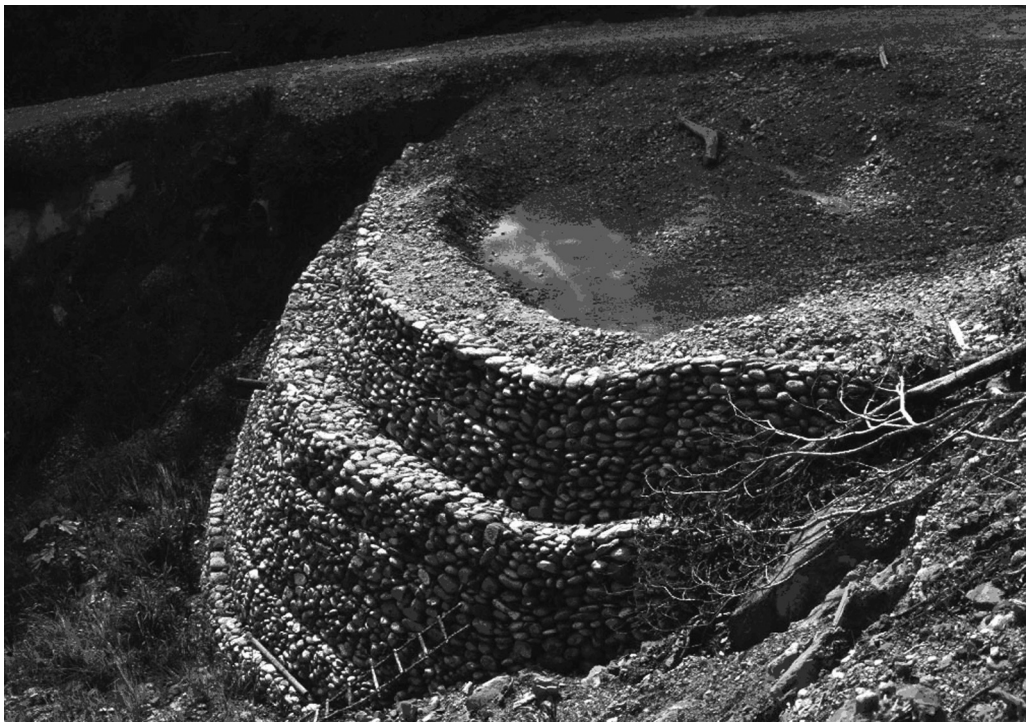
Los gaviones son cajones de malla de alambre galvanizado que se rellenan de cantos de roca (Figuras 3.10 a 3.12). Los muros en gaviones son estructuras de gravedad y su diseño sigue la práctica estándar de la ingeniería civil.

Debe tenerse en cuenta, de manera muy especial, el amarre entre unidades de gaviones para evitar el movimiento de unidades aisladas y poder garantizar un muro monolítico. Por su flexibilidad el muro de gaviones puede deformarse fácilmente al ser sometido a presiones, diferenciándose un poco su comportamiento de los muros convencionales (Fotografía 3.1).

El muro puede flectarse sin necesidad de que ocurra su volcamiento o deslizamiento, y es común encontrar deflexiones hasta el 20% de la altura. Algunas de las ventajas de un muro en gaviones son las siguientes:

- Simple de construir, mantener y utiliza los cantos y rocas disponibles en el sitio.
- Se puede construir sobre fundaciones débiles.
- Su estructura es flexible, puede tolerar asentamientos diferenciales mayores que otro tipo de muros y es fácil de demoler o reparar.

Se pueden emplear tres tipos de mallas diferentes, hexagonales o de triple torsión, electrosoldada y eslabonada simple. Existe una gran cantidad de tamaños de malla disponible para formar las cajas. Generalmente, se utilizan cajas de 2m x 1m x 1m. La forma básica es trapezoidal. El principal problema consiste en que las mallas pueden presentar corrosión en suelos ácidos (pH < 6).



Fotografía 3.1 Deformaciones de un muro en gaviones en la contención de un deslizamiento.

Tabla 10.2 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muro flexible.

Muro	Ventajas	Desventajas
Gaviones	Fácil alivio de presiones de agua. Soportan movimientos sin pérdida de eficiencia. Es de construcción sencilla y económica.	Las mallas de acero galvanizado se corroen fácilmente en ambientes ácidos, por ejemplo, en suelos residuales de granitos se requiere cantos o bloques de roca, los cuales no necesariamente están disponibles en todos los sitios. Al amarre de la malla y las unidades generalmente no se le hace un buen control de calidad.
Criba	Simple de construir y mantener. Utiliza el suelo en la mayor parte de su volumen. Utiliza elementos prefabricados, los cuales permiten un mejor control de calidad.	Se requiere material granular, auto-drenante. Puede ser costoso cuando se construye un solo muro por la necesidad de prefabricar los elementos de concreto reforzado. Generalmente no funciona en alturas superiores a siete metros.
Llantas (Neusol)	Son fáciles de construir y ayudan en el reciclaje de los elementos utilizados.	No existen procedimientos confiables de diseño y su vida útil no es conocida.
Enrocado o pedraplén	Son fáciles de construir y económicos cuando hay roca disponible.	Requieren de la utilización de bloques o cantos de tamaño relativamente grande.
Bolsacreto	Fáciles de construir en contacto con cuerpos de agua.	Son relativamente costosos.

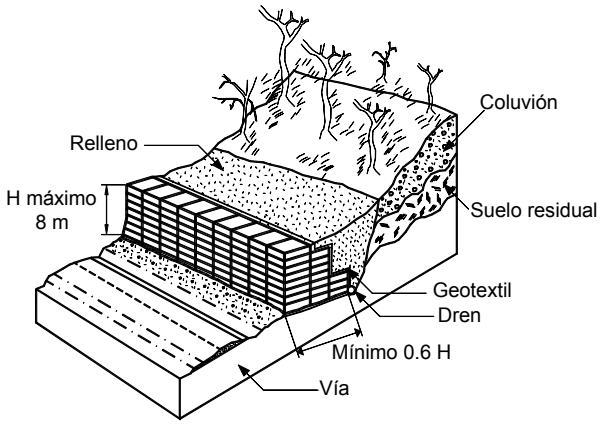


Figura 3.10 Esquema de un muro en gaviones.

Peso unitario de los gaviones

El peso unitario del gavión depende de la naturaleza y porosidad de la roca de relleno, y puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$\gamma_g = (1 - n_\gamma) G_s \gamma_w$$

Donde:

n_r = Porosidad del enrocado
G_s = Gravedad específica de la roca
γ_w = Peso unitario del agua

Para diseños preliminares G_s puede asumirse igual a 2.6 en caso de rocas duras. La porosidad del enrocado generalmente, varía de 0.3 a 0.4 dependiendo de la angulosidad de los bloques de roca.

Diseño de muros en gaviones

El diseño de un muro en gaviones consta de los siguientes elementos:

Diseño de la masa del muro para estabilidad

La metodología de diseño es muy similar a las utilizadas para el diseño de muros convencionales de gravedad. No existe un sistema de diseño universalmente aceptado para muros en gaviones y debe tenerse en cuenta que la gran deformación del muro puede generar una falla interna debida a su propia flexibilidad.

Las deformaciones internas pueden ser de tal magnitud que el muro no cumpla con el objetivo para el cual fue diseñado, y no actúe como estructura de contención.

En el diseño debe tenerse en cuenta que para evitar deformaciones excesivas relativas, el muro debe proporcionarse en tal forma que la fuerza resultante actúe en el tercio medio de la sección volumétrica del muro.

El ángulo movilizado de fricción δ utilizado en el diseño no debe exceder $\phi'/2$ donde: ϕ' es el ángulo de fricción interna del relleno compactado detrás del muro. En el caso de que el muro se cimente sobre suelos compresibles δ es igual a cero.

Diseño interno de la estructura del gavión

El gavión debe tener un volumen o sección tal que internamente no se pueda producir su falla o rotura a lo largo de cualquier plano. Es importante analizar la estabilidad del muro independientemente nivel por nivel,

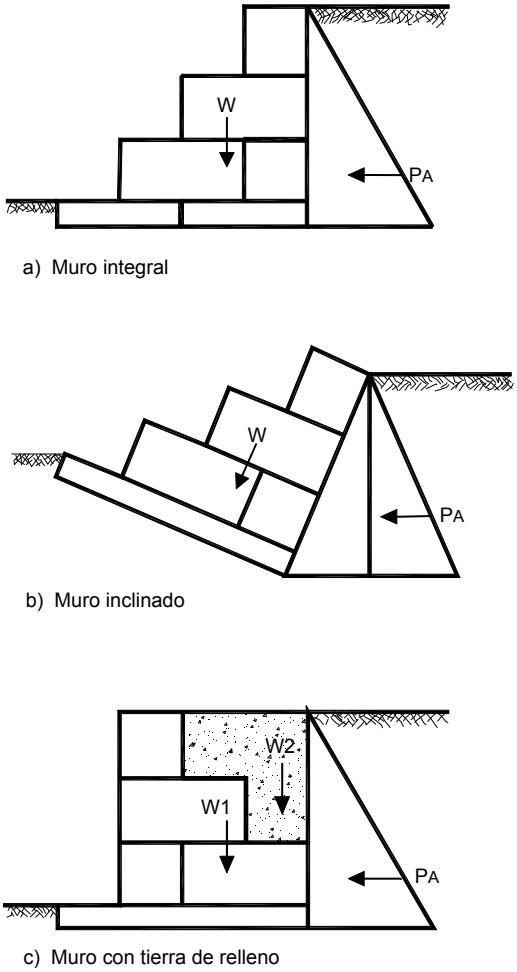


Figura 3.11 Esquemas de los muros en gaviones.

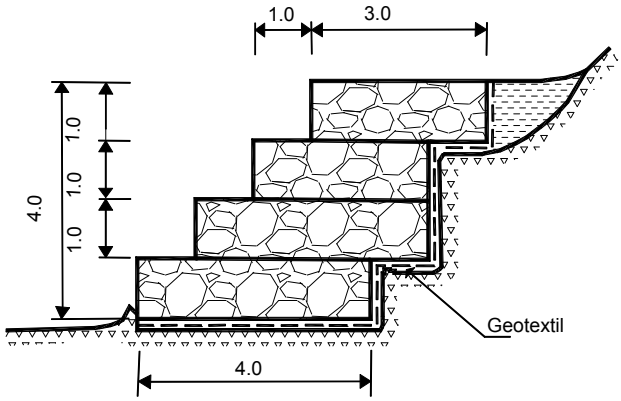


Figura 3.12 Para la contención de deslizamientos se utilizan muros anchos.

suponiendo en cada uno de los niveles que el muro es una estructura de gravedad apoyada directamente sobre las unidades de gavión inmediatamente debajo de la sección considerada. En resumen, se deben realizar un número de análisis igual al número de niveles.

Especificaciones de los elementos internos. Tipo de malla, calibre del alambre, tamaño de las unidades, tipo y número de uniones, y calidad del galvanizado, tamaño y forma de los cantos.

Se debe diseñar unión por unión la cantidad de alambre de amarre entre unidades. Se debe definir si la malla es de triple torsión, electrosoldada o eslabonada y el calibre de alambre de la malla, la escuadría del tejido de la malla, el peso de zinc por metro cuadrado de superficie de alambre, el tipo de uniones entre unidades, etc.

Es importante que en el diseño se incluya un dibujo de la forma como se amarran las unidades entre sí, para facilitar su construcción en forma adecuada. El tamaño máximo de los cantos debe ser superior a dos veces el ancho máximo de la escuadría de la malla. Generalmente, se utilizan cantos de diámetro entre 15 y 30 centímetros.

Despiece de las unidades de gavión nivel por nivel. Se debe diseñar el traslape entre unidades para darle rigidez al muro. Es importante dibujar planos de cada uno de los niveles del muro en gaviones para facilitar su construcción de acuerdo al diseño.

Sistema de filtro. En el contacto entre el suelo y el gavión se recomienda colocar un geotextil no tejido como elemento de filtro y en la cimentación del muro se recomienda construir un dren colector para recoger el agua recolectada por el muro.

Debe tenerse en cuenta que el muro en gaviones es una estructura permeable, la cual permite la infiltración de prácticamente el 100% de la lluvia y la escorrentía que pase por encima del muro.

Para el diseño de muros en gaviones se recomienda consultar la publicación "Control de Erosión en Zonas Tropicales" (Suárez, 2001).

Detalles especiales. Las canastas de gavión se colocan unas sobre otras tratando de traslapar lo mejor posible las unidades para darle cierta rigidez requerida por el muro. Para muros muy anchos con secciones superiores a cuatro metros, se puede realizar cierta economía adoptando una forma celular de construcción, lo cual equivale a eliminar algunas de las cajas interiores donde los espacios se rellenan con roca sin la colocación de canastas de malla.

El tamaño y la forma de estas celdas debe diseñarse en tal forma que no se debilite la estabilidad interna general del muro. En ocasiones los muros de gaviones contienen una serie de contrafuertes que los hacen trabajar como estructuras ancladas al suelo detrás del muro.

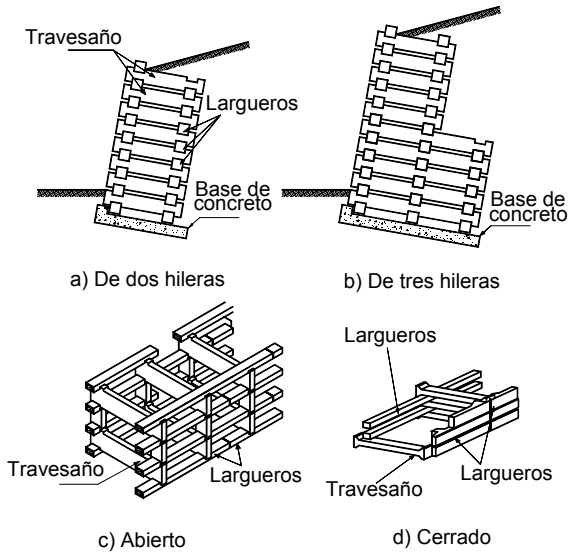


Figura 3.13 Esquemas generales de los muros Criba.

Muros Criba

El muro criba es básicamente una estructura parecida a una caja formada por prefabricados de concreto entrelazados (Figuras 3.13 y 3.14). El espacio interior de las cajas se rellena con suelo granular permeable o roca para darle resistencia y peso conformando un muro de gravedad. Generalmente existen dos tipos de prefabricados que se colocan en forma paralela a la superficie del talud o normal a éste.

Los travesaños son prefabricados normales al eje del muro en forma de I horizontal. En ocasiones, los travesaños son de una longitud tal que obliga a la construcción de un elemento intermedio similar a sus puntas. Los largueros son prefabricados largos que se apoyan sobre los travesaños y que tienen como objeto contener el material colocado dentro de las cajas o cribas. Las fuerzas son transferidas entre los prefabricados en los puntos de unión.

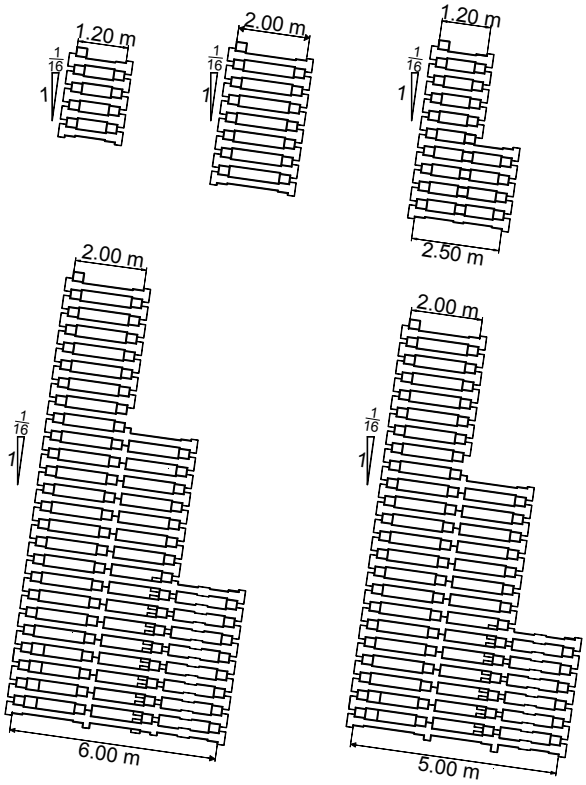


Figura 3.14 Esquemas de muros criba para diferentes alturas.

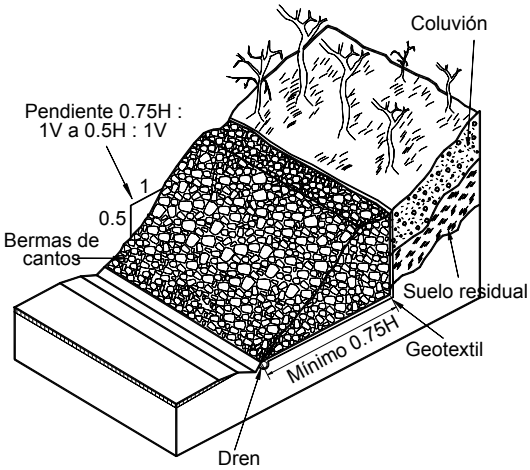


Figura 3.15 Muro en enrocado.

Adicionalmente, se pueden colocar pequeños bloques, que se llaman "almohadas", en localizaciones críticas entre los prefabricados para soportar algunos esfuerzos, tales como torsiones y reducir la flexión. Algunos diseños de muros criba incluyen uniones metálicas o de madera entre los prefabricados para ayudar a transmitir las fuerzas. El muro criba tiene la ventaja de permitir asentamientos diferenciales importantes (Brandl, 1985).

Diseño de muros criba

- El diseño de los muros criba consiste en diseñar el muro de gravedad y las secciones refuerzo de los prefabricados de concreto. El muro criba, teóricamente, se comporta como un muro de gravedad, pero presenta el problema de que no es masivo y se debe analizar la posibilidad de que ocurran superficies de falla por encima del pie del muro. Debe tenerse en cuenta que algunos sistemas son objeto de patentes.

- El diseño del muro criba incluye la estabilidad intrínseca de la masa total y el chequeo de la estabilidad interna a diversos niveles de altura del muro. Se sugiere realizar análisis de estabilidad a cada metro de altura del muro.

- Brandl encontró que la fricción suelo-muro, para el caso del muro criba, es muy superior a las de los muros de concreto.

El valor de δ recomendada por la Oficina de Control Geotécnico de Hong Kong es: $\delta = \phi'/2$ fricción suelo-muro criba $= 0.8$ a $1.0\ \phi'$

- Los travesaños y los largueros deben diseñarse para resistir flexiones debidas a la presión horizontal del relleno sobre los prefabricados. Las cabezas de los travesaños deben ser diseñadas para resistir el cortante generado y deben ser capaces de transferir las fuerzas de tensión inducidas.

- El ancho del muro criba depende de la longitud de travesaños disponibles. El ancho mínimo generalmente es de 1.2 metros. Los muros de baja altura pueden construirse verticales, pero para alturas superiores a 2 metros, generalmente se construyen inclinados para mejorar su estabilidad.

- La inclinación del muro depende de las características de estabilidad y es común encontrar taludes inclinados de 1 a 4 hasta 1 a 10. En ocasiones se han utilizado muros criba, conformados por travesaños de madera. La cara exterior del muro criba generalmente, tiene una pendiente no superior a 0.25H:1V.

- Los muros criba son más sensitivos a los asentamientos diferenciales que otros tipos de muros flexibles. La altura máxima a la cual puede construirse una pared criba de celda simple es aproximadamente 5 metros y la altura máxima generalmente utilizada es de 7 metros empleando celdas dobles o triples. Los muros criba se construyen por lo general en alineamientos rectos, pero con el manejo adecuado de elementos especiales pueden construirse en forma curva en radios mínimos hasta de 25 metros.

- Para el diseño del muro se pueden utilizar teorías de presión de tierras desarrolladas para silos de granos. Sin embargo, algunos autores recomiendan diseñar las unidades para el doble de la presión calculada para este método.

Muros de Bloques de Roca (Pedraplenes)

Los muros en roca son estructuras construidas con bloques o cantos grandes de roca, los cuales se colocan unos sobre otros en forma manual o al volteo (Figura 3.15).

El tamaño de los bloques utilizados generalmente, supera las 3 pulgadas y pueden utilizarse bloques hasta de un metro de diámetro, si se tiene equipo adecuado para su colocación.

Diseño de muros de enrocado

- El diseño consiste en determinar las dimensiones exteriores del terraplén.

- El ancho de la base del pedraplén comúnmente, es superior a su altura o por lo menos igual. El ancho mínimo de la parte superior del muro es de un metro. Se acostumbra colocarle un geotextil en la interface entre el pedraplén y el suelo, y un subdrén en forma similar a los muros en gaviones.

- El ángulo de inclinación de la pared exterior depende del tipo de roca, tamaño y angulosidad. Para bloques grandes se pueden utilizar pendientes de hasta 1/6H:1V.

Muro de Llantas Usadas

Los muros en llantas usadas conocidos como Pneusol o Tiresoil, consisten en rellenos de suelo con llantas de caucho usadas embebidas. Las llantas son unidas entre sí por soga de refuerzo. Generalmente, se utilizan sogas de polipropileno y se conoce de la utilización de elementos metálicos (Abramson, 1996) (Figuras 3.16 a 3.18).

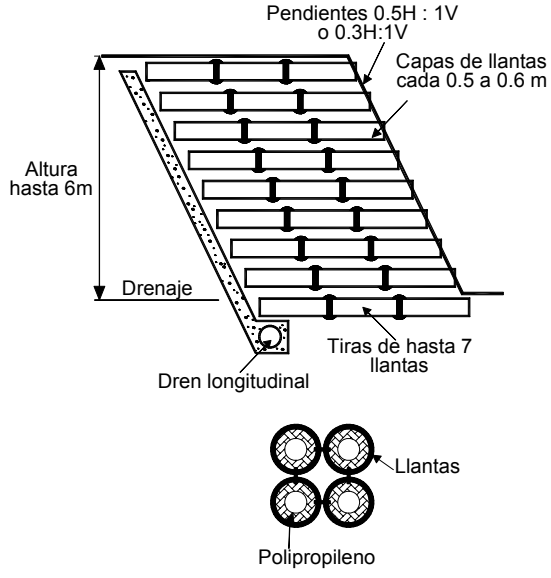


Figura 3.16 Esquemas de un muro en llantas usadas con arreglo total en las llantas (Hausmann, 1990).

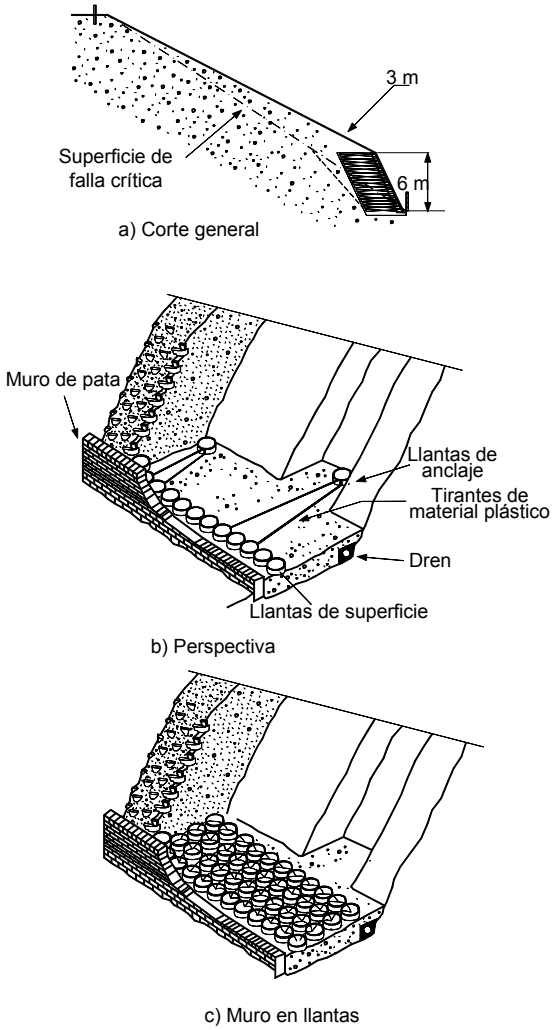


Figura 3.17 Muro con llantas usadas utilizando llantas con tirantes como elemento de anclaje.

Los muros de llantas usadas son muy flexibles y se acomodan fácilmente a los asentamientos referenciales. Cada llanta se conecta a su vecina con soga de polipropileno o nylon. Generalmente, se utilizan tendones de 8 a 10 mm de diámetro. Sumanarathna (1997), reporta muros hasta de 20 metros de altura utilizando llantas usadas.

La resistencia a la extracción (pull-out) es relativamente alta para los grupos de llantas y el peso unitario del relleno es relativamente bajo. La deformabilidad del terraplén es alta, pero su resistencia al cortante también aumenta. El muro de llantas puede ser integral en tal forma, que todo el volumen de terraplén esté entrelazado con llantas, las cuales ocupan buena parte de su volumen total.

Alternativamente se puede utilizar el sistema de muro de llantas en el cual se colocan llantas en la parte posterior del terraplén y como anclaje, sogas de polipropileno, las cuales amarran las llantas internas con las llantas en la pared exterior del muro. Generalmente el análisis interno de los muros con llantas es el de un muro MSE o de tierra reforzada.

Tanto los elementos de anclaje como los de retención superficial del suelo son construidos con llantas. Varias de las llantas en la superficie del talud son conectadas por medio de sogas de acuerdo a una determinada distribución. Como las llantas en la superficie están conectadas a las llantas de anclaje, se genera una fuerza de acción en la soga que las conecta. Si este refuerzo es lo suficientemente fuerte para no fallar, la tensión y la resistencia de la extracción de la llanta es mayor que la fuerza de fricción, entonces la estructura permanecerá estable. Los muros de llantas deben contener sistemas de drenaje en forma similar a los muros de tierra reforzada.

TEORÍAS DE PRESIÓN DE TIERRAS

Para el diseño de las estructuras de contención se requiere conocer las teorías de presión de tierras. Las teorías más aceptadas son las de Coulomb y Rankine. La presión lateral que actúa sobre un muro en condiciones de talud estable es una función de los materiales, las sobrecargas que la estructura soporta, el nivel de agua freática, las condiciones de cimentación y el modo y magnitud del movimiento relativo del muro.

Los esfuerzos que actúan sobre un elemento de suelo dentro de una masa pueden ser representados gráficamente por el sistema de Mohr, en el cual el estado de esfuerzo es indicado por un círculo y

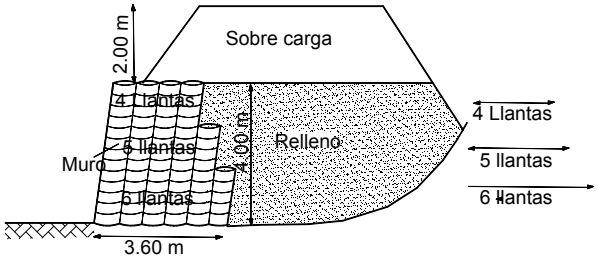


Figura 3.18 Esquema de un muro en llantas para sostener un terraplén (Sayao y otros, 2002).

las combinaciones críticas del diagrama de Mohr representan la envolvente de falla. En general la envolvente de falla es curvilínea, pero para minimizar los esfuerzos de cálculo se supone aproximada a una línea recta. Existen tres tipos de presión de acuerdo a las características de deformación supuestas en la interacción suelo-estructura (Figuras 3.18 a 3.21):

Presión en Reposo. Una condición especial de equilibrio es el estado de reposo en el cual el suelo no ha soportado ninguna deformación lateral. La presión en reposo se supone que ocurre cuando el suelo no se ha movido detrás del muro y se le ha prevenido de expandirse o contraerse. Es el caso por ejemplo de un muro de concreto reforzado rígido o un muro rígido detrás del cual se ha colocado un relleno compactado. La Oficina de Control Geotécnico de Hong Kong recomienda que todos los muros rígidos deben diseñarse para presiones de reposo.

Presión Activa. La presión activa es la presión lateral ejercida por el suelo detrás de la estructura cuando la pared se mueve suficientemente hacia afuera para alcanzar un valor mínimo.

Presión Pasiva. La presión pasiva es la presión lateral ejercida sobre la pared cuando el muro se mueve suficientemente hacia el suelo hasta que la presión alcanza un valor máximo.

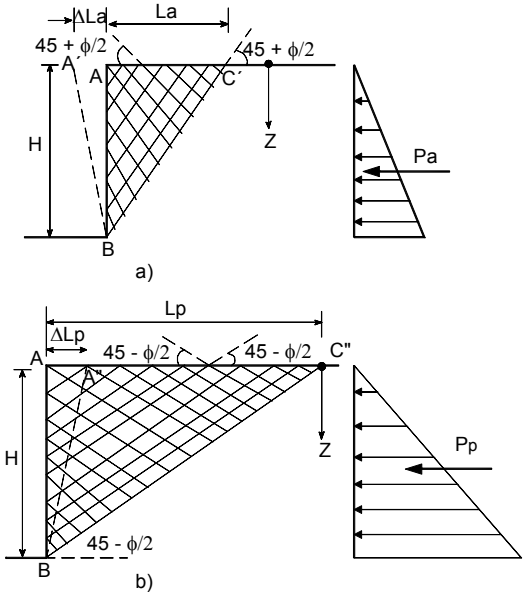


Figura 3.19 Esquema de la formación de las presiones de tierra. (a) Presión activa. (b) Presión pasiva.

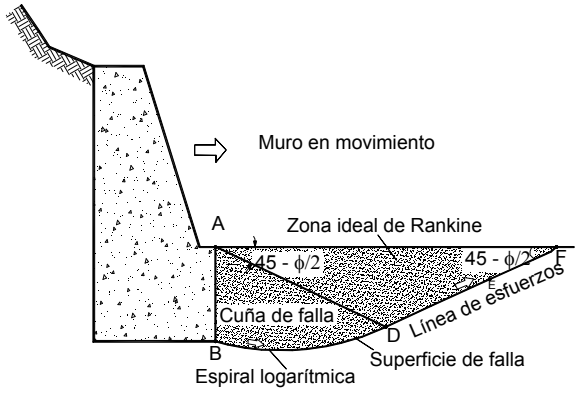


Figura 3.20 Las cuñas de falla por presión pasiva, de acuerdo a lo propuesto por Terzaghi, (1941).

De acuerdo a las condiciones de carga y deformación se puede presentar el caso de presión activa, pasiva o de reposo. Dependiendo de la magnitud de la deformación que haya ocurrido en el estado final de esfuerzo, la presión de reposo puede ser un valor intermedio entre la presión pasiva y la presión activa.

Siempre se debe tener en cuenta que para muros, las condiciones de suelos iniciales en la tierra generalmente, se modifican durante el proceso de instalación o construcción de la estructura, y una presión activa se puede convertir en presión de reposo y viceversa (Tabla 3.3).

Tabla 3.3 Deformaciones que se requieren para que se presente presión activa o presión pasiva.

Tipo de Suelo	Deformaciones para Presión Activa $\Delta L_a/H$	Deformaciones para Presión Pasiva $\Delta L_p/H$
Arena suelta	0.001 – 0.002	0.01
Arena densa	0.0005 – 0.001	0.005
Arcilla blanda	0.02	0.04
Arcilla dura	0.01	0.02

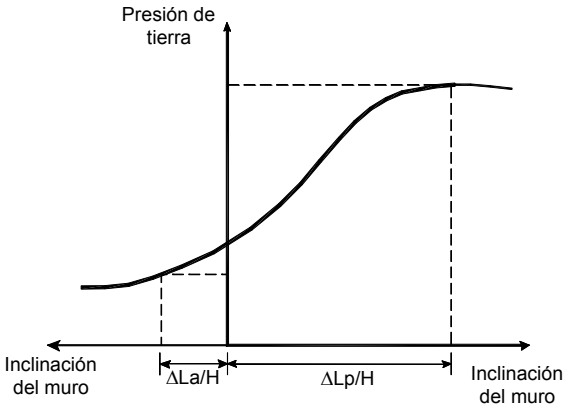


Figura 3.21 Variación de la presión de tierras con el movimiento del muro.

Presión de Tierra en Reposo

La presión de tierra en reposo es una función de la resistencia al cortante del suelo, su historia esfuerzo - deformación y su historia de meteorización.

Para una superficie de tierra horizontal el coeficiente de presión de reposo se define como la relación entre el esfuerzo horizontal y el vertical efectivo en el suelo, bajo condiciones nulas de deformación.

La presión de reposo en suelos granulares comúnmente se calcula por las siguientes expresiones (Figuras 3.22 y 3.23):

- Para un muro vertical en suelo granular con superficie de tierra horizontal arriba de la corona del muro, se utiliza la expresión de Jaky (1944):

$$K_0 = 1 - sen\phi'$$

- Para un muro vertical en arcillas normalmente consolidadas con superficie de tierra horizontal arriba de la corona del muro, se pueden utilizar las expresiones:

$$K_0(NC) = 0.95 - sen\phi'$$

(Brooker y Ireland, 1965)

$$K_0(NC) = 0.19 + 0.233\log(IP)$$

- Para un muro vertical en arcillas sobreconsolidadas con superficie de tierra horizontal arriba de la corona del muro. Para presión de tierra al reposo de un suelo sobreconsolidado el valor es mayor que para un suelo normalmente consolidado.

Se pueden utilizar las expresiones:

$$K_0(SC) = K_0(NC).\sqrt{OCR}$$

$$K_0(SC) = (1' sen\phi').\sqrt{OCR}$$

(Alpan, 1967)

Donde:

OCR = Relación de sobreconsolidación del suelo

- Para un muro vertical que sostiene una superficie de tierra inclinada arriba de la corona

Donde

$$K_{0\beta} = K_{0\sup.Horizontal}.(1 + sen\beta)$$

β = Ángulo de inclinación del suelo arriba del muro.

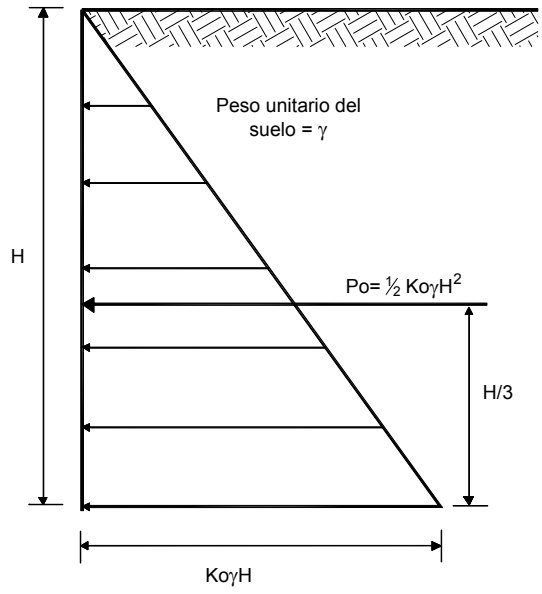


Figura 3.22 Distribución de la presión de tierra en reposo.

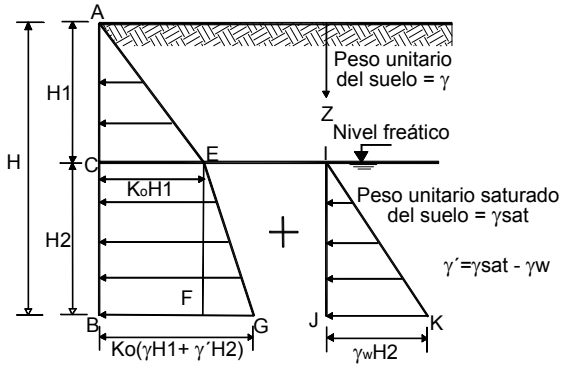


Figura 3.23 Distribución de presión de reposo en condiciones sumergidas.

Presiones Activas

Teoría de Rankine

Según Rankine el valor de la presión activa en un suelo granular seco está dada por la expresión (Figuras 10.24 y 10.25):

$$p_a = \gamma \text{ x h x } K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

$$K_a = Cos\beta \frac{Cos\beta - \sqrt{Cos^2\beta - Cos^2\varphi}}{Cos\beta + \sqrt{Cos^2\beta - Cos^2\varphi}}$$

Donde:

ϕ = Ángulo de fricción

c = Cohesión

β = Ángulo de la pendiente del terreno arriba del muro.

Para $\beta = 0$

$$K_a = Tan^2(45^o - \phi/2)$$

Para suelos cohesivos aparentemente hay una presión negativa (tensión) en la parte alta del muro. Esta presión negativa debe despreciarse, porque con el tiempo se desarrollan grietas de tensión en la interface muro-suelo hasta una profundidad z_0 (Figura 3.26).

La teoría de Rankine asume que ha ocurrido un movimiento suficiente para que el suelo alcance un estado de equilibrio plástico; sin embargo, existen muchos modos de movimiento en los cuales las condiciones de esfuerzo de Rankine no se cumplen, por ejemplo, en una pared con movimiento restringido en su parte superior la forma triangular de presiones de Rankine no se puede desarrollar.

Dependiendo de la cantidad de fricción movilizada, la línea real de localización de la fuerza puede no coincidir con la dirección de la fuerza dada por la teoría de Rankine.

La teoría de Rankine no debe aplicarse cuando el ángulo β, que forma la fuerza activa con la normal en la espalda del muro de contención, excede el valor de δ (fricción suelo-muro) .

Teoría de Coulomb

En la teoría de Coulomb la fuerza que actúa sobre el muro se determina considerando el equilibrio límite de una tajada de suelo limitada por la espalda de la pared, la superficie del terreno y una superficie plana de falla.

Se asume que la resistencia al cortante ha sido movilizada tanto en la espalda del muro como en la superficie de falla (Figura 3.27).

En contraste con la teoría de Rankine en este caso, la fricción suelo - muro detrás de la estructura es movilizada hasta su estado límite.

Aunque el valor de δ no afecta en forma significativa el valor calculado del coeficiente K_a, este tiene una influencia importante en el sentido de que cambia ligeramente la orientación de la fuerza del suelo sobre el muro.

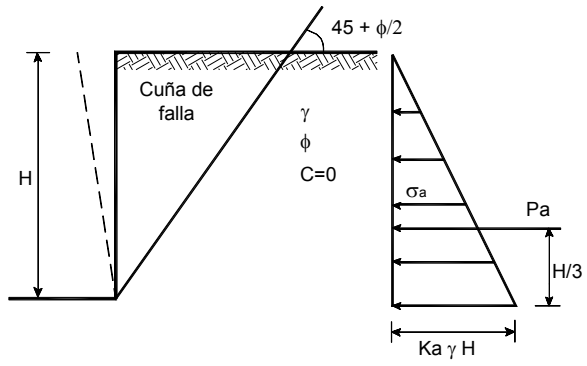


Figura 3.24 Distribución de presiones activas según Rankine para suelos granulares sin cohesión.

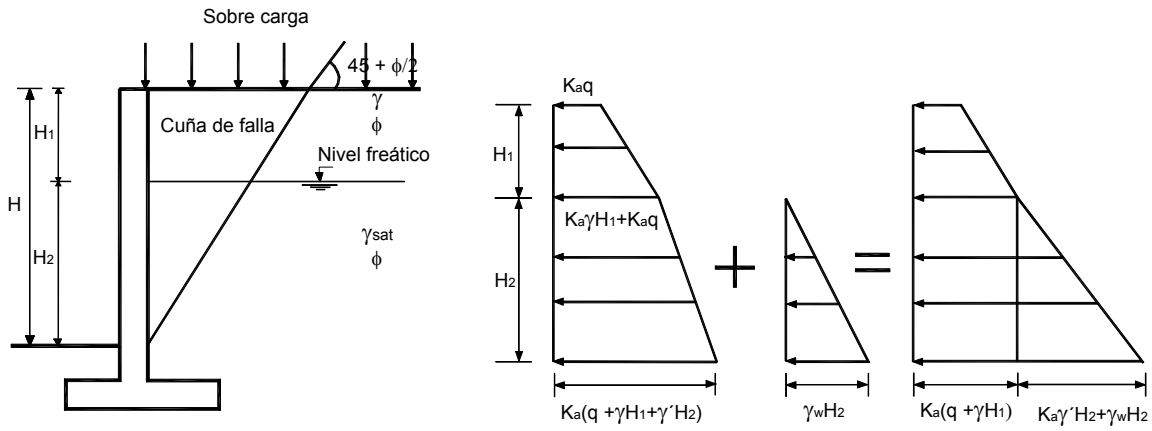


Figura 3.25 Distribución de presiones de tierra según Rankine en muro con sobrecarga y condición de sumergencia.

Según Coulomb el coeficiente de la presión activa está dado por la siguiente expresión (Tabla 10.4):

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \; x \; \cos(\delta + \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{sen(\delta + \varphi) x \; sen(\varphi - \alpha)}{\cos(\delta - \theta) x \; \cos(\theta - \alpha)}}\right]}$$

Donde:

θ = Ángulo entre la pared del muro y el suelo.

δ = Fricción suelo - muro.

Hay diferencias importantes en cuanto a la forma de aplicación de las presiones de acuerdo a la teoría de Coulomb en comparación con la teoría de Rankine, como se muestra en la figura 3.28.

Presiones Pasivas

Tanto Rankine como Coulomb presentan teorías para calcular las presiones pasivas. La teoría de Rankine generalmente subvalora la presión pasiva, porque en la mayoría de los casos la dirección de la fuerza pasiva es asumida en forma incorrecta, en cambio la teoría de Coulomb sobreestima la presión pasiva, debido al error de asumir un incremento muy rápido con el aumento de valores de δ.

La presión pasiva está dada por la relación:

$$p_P = \gamma \text{ x } hK_p + 2c\sqrt{K_p}$$

Tabla 3.4 Valores de K_a según Coulomb para muro de pared posterior vertical y suelo horizontal arriba del muro.

	δ (º) →					
↓ϕ (º)	0	5	10	15	20	25
28	0.3610	0.3448	0.3330	0.3251	0.3203	0.3186
30	0.3333	0.3189	0.3085	0.3014	0.2973	0.2956
32	0.3073	0.2945	0.2853	0.2791	0.2755	0.2745
34	0.2827	0.2714	0.2633	0.2579	0.2549	0.2542
36	0.2596	0.2497	0.2426	0.2379	0.2354	0.2350
38	0.2379	0.2292	0.2230	0.2190	0.2169	0.2167
40	0.2174	0.2098	0.2045	0.2011	0.1994	0.1995
42	0.1982	0.1916	0.1870	0.1841	0.1828	0.1831

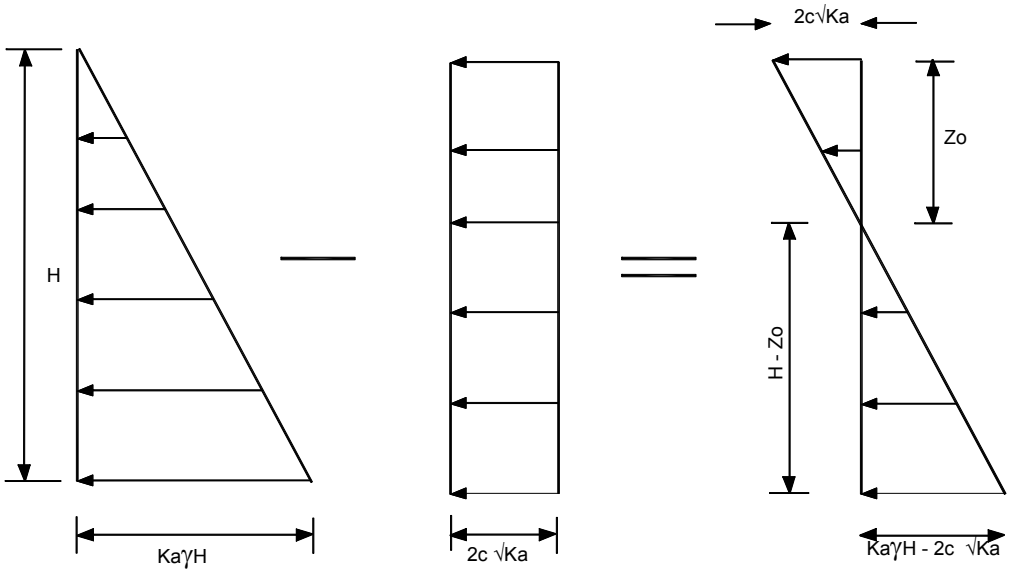


Figura 3.26 Distribución de presiones activas de Rankine para suelos cohesivos.

Donde según Rankine (Figura 10.29):

$$K_p = \cos\beta\left[\cos\beta + \frac{\sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}\right]$$

Y según Coulomb (Figura 10.30 y tabla 10.5)):

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi+\theta)}{\cos^2\theta\cos(\delta-\theta)\left[1-\sqrt{\frac{sen(\theta+\delta)sen(\varphi+\alpha)}{\cos(\delta-\theta)\cos(\alpha-\theta)}}\right]^2}$$

Como la superficie supuesta de rotura del suelo no es recta sino curva, el valor real de la presión pasiva según Coulomb es mayor que la real, especialmente para valores altos de β, y para que la presión pasiva actúe totalmente se requieren movimientos importantes del muro.

El factor cohesión puede emplearse para el caso de muros no permanentes, pero con el tiempo se generan grietas de tensión y/o contracción que invalidan este factor y no es recomendable tenerlo en cuenta para muros permanentes.

Por esta razón es común que el factor cohesión no sea tenido en cuenta para determinar el valor de las presiones de tierra.

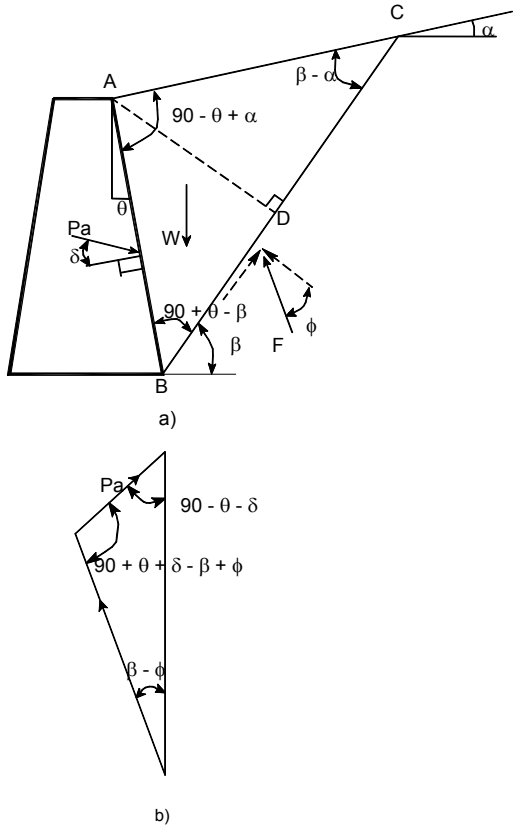


Figura 3.27 Esquema de las cuñas y fuerzas de presión activa según Coulomb. (a) cuña de falla del ensayo. (b) polígono de fuerzas.

Tabla 3.5 Valores de K_p según Coulomb para muro de pared posterior vertical y suelo horizontal arriba del muro.

	δ (º) →				
↓ ϕ (º)	**0**	**5**	**10**	**15**	**20**
15	0.3610	0.3448	0.3330	0.3251	0.3203
20	0.3333	0.3189	0.3085	0.3014	0.2973
25	0.3073	0.2945	0.2853	0.2791	0.2755
30	0.2827	0.2714	0.2633	0.2579	0.2549
35	0.2596	0.2497	0.2426	0.2379	0.2354
40	0.2379	0.2292	0.2230	0.2190	0.2169

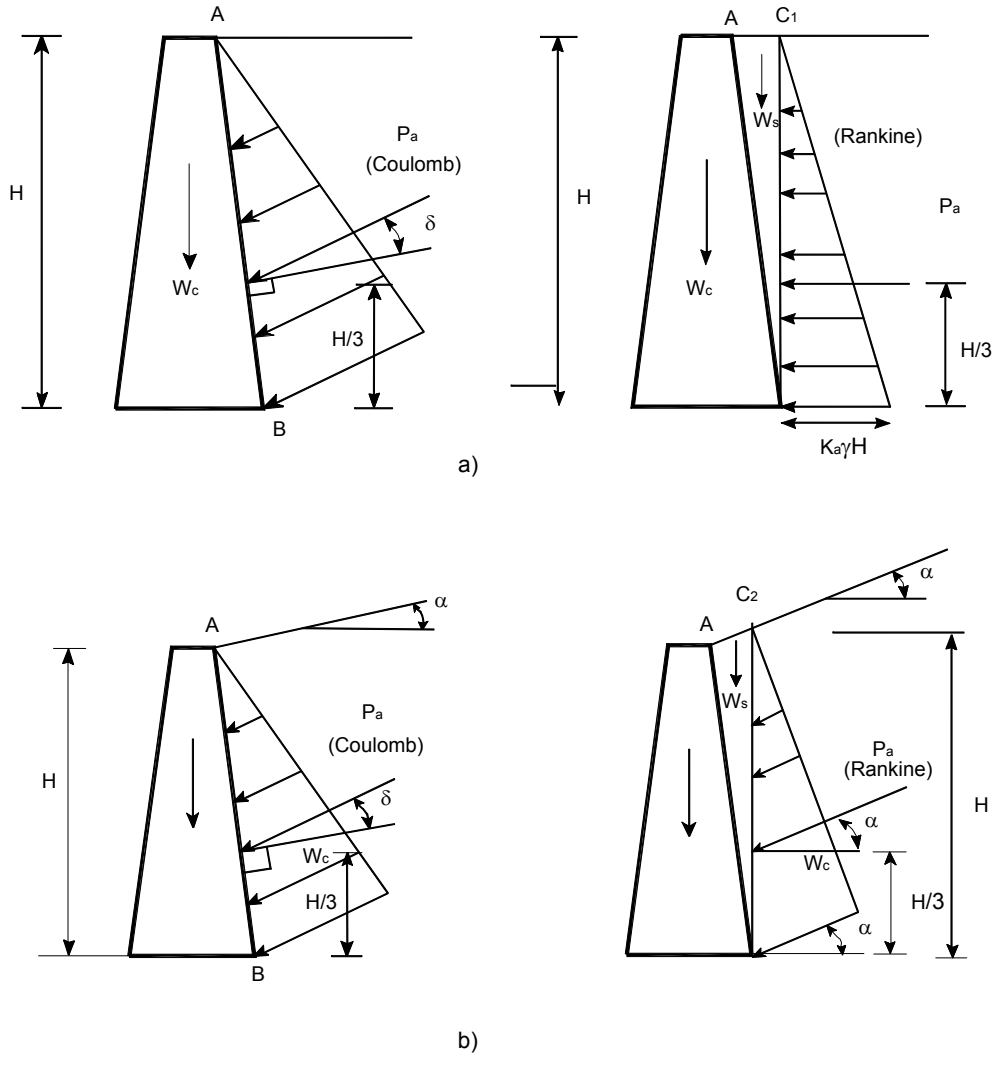


Figura 3.28 Diferencia en la dirección de las presiones entre las teorías de Rankine y de Coulomb.

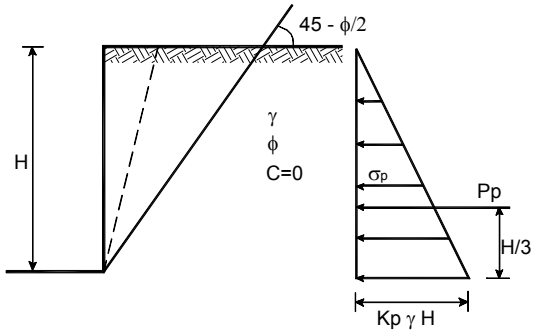


Figura 3.29 Distribución de presiones pasivas según Rankine.

Cálculo de Fuerzas con Métodos de Equilibrio Límite

La confiabilidad de las presiones de tierra calculadas utilizando las teorías de Rankine y de Coulomb es baja, especialmente en suelos estratificados o heterogéneos y en suelos arcillosos. Los problemas de confiabilidad por heterogeneidad pueden resolverse utilizando métodos de equilibrio límite por el sistema de tajadas o dovelas.

Para calcular las fuerzas activas o pasivas se supone una serie de superficies de falla que pasen por el pie del relleno detrás del muro y se calcula la fuerza requerida para obtener un factor de seguridad de 1.0 por algún método de tajadas.

En la figura 3.31 se muestra un esquema de la superficie de falla supuesta para obtener la fuerza activa por el método de tajadas o dovelas. Este método facilita calcular las fuerzas en suelos estratificados y en arcillas (Zhu y otros, 2001).

Fuerzas que actúan sobre un muro en voladizo

Para un muro en cantilever las presiones se calculan sobre la línea vertical detrás del muro como se presenta en la figura 3.32.

Presiones Inducidas por Sismos

En las áreas de alta sismicidad se deben diseñar todos los muros para resistir cargas sísmicas, especialmente en los siguientes casos:

- Estribos de puentes para carreteras y ferrocarriles.
- Muros que soportan estructuras de alto riesgo, tales como estaciones eléctricas, acueductos, etc.
- Muros en voladizo que retienen materiales saturados en los cuales se pueden generar presiones altas de poros en los sismos.

La carga sísmica mínima de diseño para los muros debe ser aquella especificada como una fuerza equivalente a una aceleración horizontal de acuerdo a la Normas Sísmicas de cada país. Esta carga debe aplicarse en el centro de gravedad de la estructura. Para estructuras especiales se recomienda hacer un análisis de amenaza sísmica donde se debe incluir el sismo de diseño, los fenómenos de amplificación y las aceleraciones resultantes.

Un problema adicional consiste en que después del sismo permanece una fuerza activa residual adicional que puede ser hasta del 30% de la calculada estáticamente. La amplificación en el relleno, según Nadim y Whitman, juega un papel muy importante cuando la relación entre la frecuencia dominante del movimiento y la frecuencia fundamental del relleno es mayor de 0.3. Además, Sherif afirma que la fuerza dinámica total esta aplicada a 0.45 H del pie del muro, lo que hace que los muros sean muy susceptibles de fallar en el momento de un sismo; Seed y Whitman, (1970) colocan esta fuerza a 0.6H por encima de la base del muro.

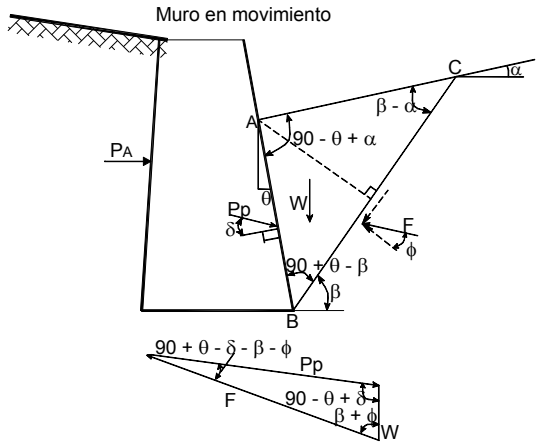


Figura 3.30 Cuña y fuerzas de la teoría de presiones pasivas según Coulomb.

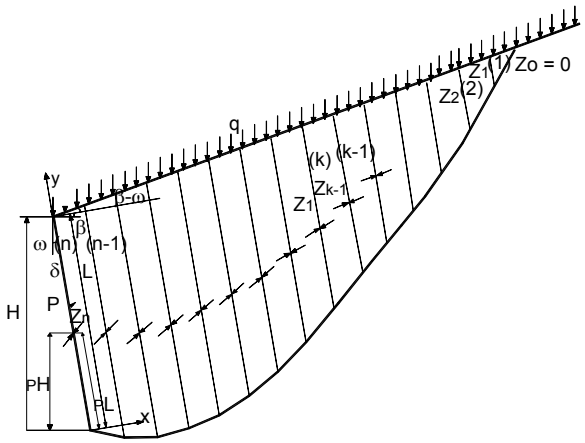


Figura 3.31 Superficie de falla y dovelas supuestas para calcular la fuerza activa sobre la pared posterior de un muro (Zhu y otros, 2001).

Método seudoestático

El método más utilizado para el diseño sismo resistente de muros de contención es el método seudoestático, el cual también se utiliza para el análisis de estabilidad de taludes en el caso de sismos. Su principal ventaja es la facilidad para entenderlo y aplicarlo (Day, 2002). Este método no tiene en cuenta la naturaleza cíclica o dinámica de los sismos y reemplaza la fuerza dinámica del sismo por una fuerza estática aplicada sobre el muro de contención. Se supone que esta fuerza actúa en el centroide de la cuña activa de Coulomb, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$P_E = k_h W$$

Donde:

P_E = fuerza sísmica horizontal
W = peso total de la cuña activa en kN
k_h = coeficiente sísmico seudoestático, el cual es adimensional

En la mayoría de los proyectos no se tiene en cuenta la fuerza vertical, debido a que tiene un menor efecto en el comportamiento del muro y que éstas aceleraciones son menores que las aceleraciones horizontales. Debe tenerse en cuenta que al colocar la fuerza sísmica en el centroide de la cuña activa de Coulomb, la posición de la fuerza total incluyendo la fuerza sísmica, asciende con relación a la posición de la fuerza estática.

Para determinar el valor k_h se debe tener en cuenta la aceleración máxima pico especificada para el sitio y la magnitud del sismo. Seed (1979) recomienda los siguientes valores de k_h:

k_h = 0.10 para sitios cercanos a fallas capaces de generar sismos de magnitud 6.5
k_h = 0.15 para sitios cercanos a fallas capaces de generar sismos de magnitud 8.5
En algunos países se utilizan coeficientes k_h = 0.20 (Day, 2002).

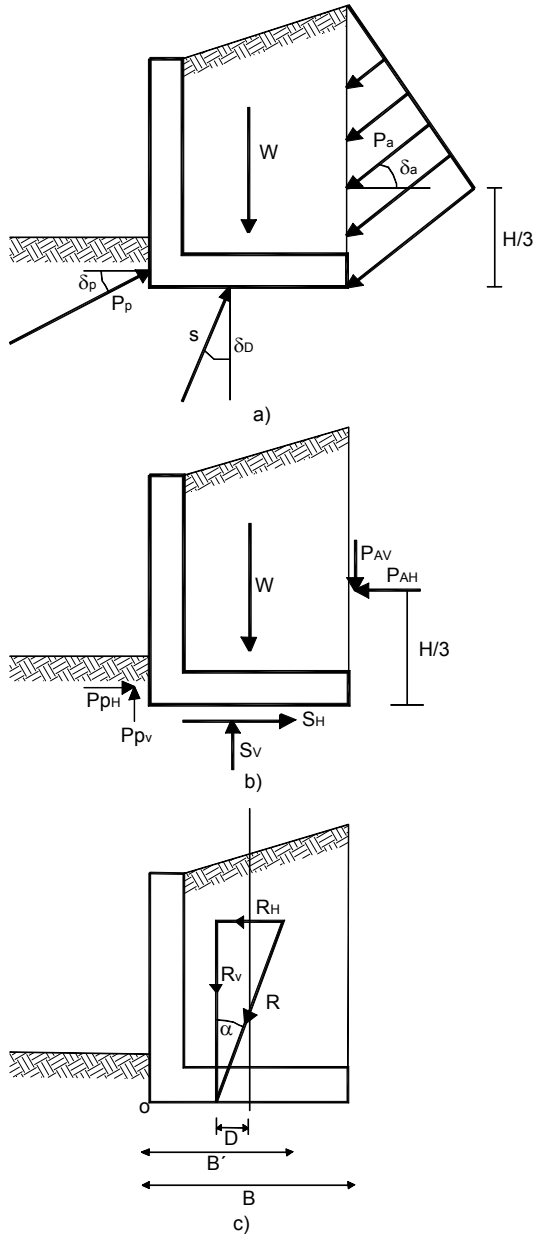


Figura 3.32 Fuerzas que actúan sobre un muro en L de acuerdo a la teoría de Coulomb (Trenter, 2004).

Método Mononobe - Okabe

Para el cálculo de la fuerza sísmica inducida sobre el muro, puede utilizarse el método de Mononobe - Okabe o similar. Este método, aunque simplifica la interacción suelo-estructura en un evento sísmico, ha sido utilizado exitosamente para diseño en muros de contención en otras partes del mundo.

Este sistema supone:

- Relleno seco, granular y homogéneo.
- El muro se mueve lo suficiente para despreciar los efectos de punta de muro.

La fuerza total incluyendo presión estática y dinámica es (Figura 3.33):

$$P_{ae} = \frac{1}{2}\gamma H^2 (1 - K_v) K_{ae}$$

Donde:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos\psi \cos^2\theta(\delta + \theta + \psi)\left[1 + \sqrt{\frac{sen(\delta + \phi) sen(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi)\cos(\beta - \theta)}}\right]}$$

Donde:

$$\psi = Tan^{-1}\left[K_h / (1 - K_v)\right]$$

K_h y Kv = Factores de aceleración respecto a la gravedad, K_{ae}, incluye la suma de los efectos estático y dinámico.

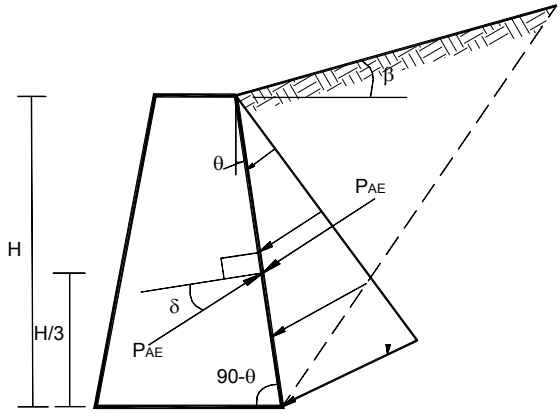


Figura 3.33 Nomenclatura para la utilización del método de Mononobe Okabe.

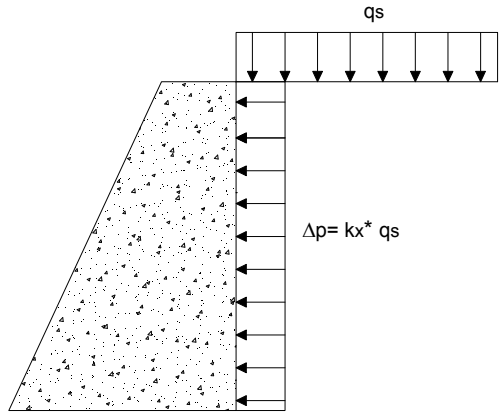


Figura 3.34 Presión sobre un muro de contención, debida a una carga uniformemente repartida.

Presiones Debidas a Cargas Aplicadas Arriba del Muro

A las presiones ejercidas por el suelo deben agregarse las cargas arriba y detrás del muro.

Para su análisis se presentan tres casos así:

- Carga repartida
- Carga lineal
- Carga concentrada

Carga repartida

Cuando se presenta una carga uniformemente repartida, la AASTHO recomienda colocar una presión adicional sobre el muro en toda la altura del mismo (Figura 3.34 y tabla 3.6).

El valor de la presión constante sobre el muro está dado por la expresión:

$$\Delta_p = k_s q_s$$

Donde:

Δ_p = presión de tierras horizontal constante debida a la sobrecarga.

k_s = coeficiente de presión de tierras (k_a o k_0 de acuerdo a las características del muro).

q_s = sobrecarga uniforme vertical aplicada sobre la superficie del terreno.

Cargas en forma de tira paralela al muro

Las carreteras, ferrocarriles y cimientos continuos son cargas en forma de tira si son paralelas a la estructura de contención. Lo mismo ocurre con los cimientos corridos de muros de contención o muros de cerramiento. La distribución de presiones de tierra horizontales resultantes de la aplicación de una carga en forma de tira paralela al muro pueden suponerse de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\Delta_{ph} = \frac{2p}{\pi}\left\{\frac{\pi}{180}\left[arc\cot\frac{z}{a+b} - arc\cot\frac{z}{b}\right]\right\}$$

$$-\left[\frac{z}{(a+b)+\frac{z^2}{(a+b)}} - \frac{z}{b+\frac{z^2}{b}}\right]$$

La fuerza total debida a la carga en forma de tira se puede obtener por medio de la expresión:

$$P = \frac{ph}{90}\left[\arctan\frac{(a+b)}{h} - \arctan\frac{b}{h}\right]$$

Los parámetros para las expresiones anteriores se esquematizan en la figura 3.35.

Tabla 3.6 Valores nominales de sobrecargas.

Edificios de Cimentación Somera	Carga Equivalente Uniformemente Distribuida
Edificios con cimentación somera	10 Kpa por piso
Carreteras	10 Kpa a 20 Kpa dependiendo de la importancia.
Peatonales	5 Kpa

Cargas puntuales

Las cargas puntuales ejercen una presión sobre la cara posterior de un muro de acuerdo a la expresión:

$$\Delta_{ph} = \frac{p}{\pi}\left[\frac{3x^2z}{R^5} - (1-2v)\left\{\frac{x^2-y^2}{Rr^2(R+z)} + \frac{y^2z}{R^3r^2}\right\}\right]$$

Los parámetros para la expresión anterior se esquematizan en la figura 3.36.

Otras Cargas Externas

Presiones de expansión

Si se coloca un suelo expansivo detrás del muro y éste llegara a humedecerse, se podría desarrollar una presión de expansión equivalente a la presión del ensayo de succión o presión de expansión uniformemente a lo largo del muro. Para el diseño se requiere realizar ensayos de presión de expansión en consolidómetro con el fin de determinar la expansividad.

Presión debida a la compactación

Para la construcción de un muro de contención con relleno generalmente se especifica una densidad seca mínima para garantizar una resistencia al cortante y dureza en el relleno. Aunque la compactación es importante, el uso de equipos pesados de compactación detrás de un muro de contención puede causar daño, debido a que se pueden inducir fuerzas horizontales muy grandes superiores a las calculadas en el diseño del muro. Cuando se trabaja con equipos grandes de compactación debe utilizarse un valor de coeficiente de presión de tierras de valor superior.

Por razones de economía generalmente, la mejor alternativa es limitar el equipo de compactación hasta cierta distancia detrás del muro, especialmente en estructuras sensibles tales como los muros de concreto reforzado en voladizo.

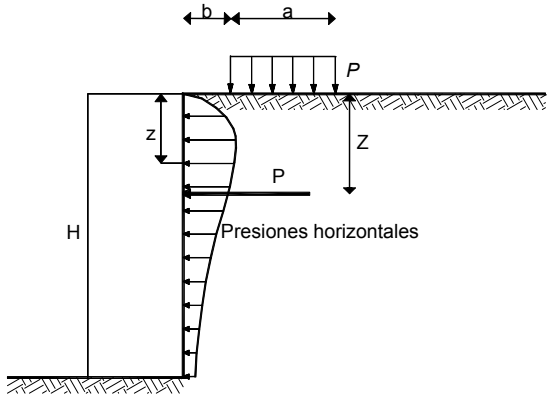


Figura 3.35 Diagrama de presiones horizontales sobre un muro de contención debido a una carga paralela al muro (Caltrans, 2003).

Fuerzas del Agua

La presencia de agua detrás de una estructura de contención tiene un gran efecto sobre la magnitud de las fuerzas aplicadas sobre el muro. La mayoría de las fallas en los muros son debidas a la acción del agua, por lo tanto es de gran importancia el proveer un adecuado drenaje detrás del muro y calcular adecuadamente las presiones de agua en el diseño.

Aunque en muros convencionales con adecuado drenaje la presión del agua podría ser asumida como cero, en el diseño es conveniente tener en cuenta una carga adicional para el caso en que ocurra obstrucción del sistema de drenaje, lo cual es común.

Las presiones de diseño del agua deben basarse en la condición más crítica que pueda ocurrir durante la vida útil de la estructura de contención, por ejemplo, inundaciones o rompimiento de tuberías principales de agua. Donde hay nivel freático que varía con las lluvias, el diseño debe basarse en la lluvia máxima para un período de retorno superior a 100 años.

Como es difícil predecir los niveles de agua asociados con las lluvias, se recomienda a los diseñadores ejercitar un criterio muy conservativo, teniendo en cuenta el efecto negativo de la presión de poros sobre el muro. En el caso de que haya tuberías de acueducto o alcantarillado detrás del muro, siempre se debe asumir la posibilidad de rotura, la cual es muy frecuente.

Para determinar las condiciones del nivel freático en el sitio donde se plantea la construcción de un muro debe establecerse un modelo hidrológico basado en la geología, y si es necesario, colocando piezómetros u otros elementos de medición. Es importante determinar el nivel de permeabilidad de las diversas unidades geológicas y de los materiales de relleno.

Siempre que sea posible, se recomienda hacer diagramas de las redes de flujo, bien sea con base en elementos finitos o métodos manuales y si es posible utilizar programas de computador.

Efecto de Precipitación

La infiltración del agua lluvia detrás de un muro puede causar un aumento intempestivo de los niveles de presión de aguas.

Cuando la permeabilidad del suelo retenido es mayor de 10^{-4} m/seg, debe considerarse la posibilidad de saturación en un evento lluvioso de gran intensidad. Se ha reportado (Liao y otros, 2000) la falla de pantallas ancladas por la infiltración de agua en lluvias de gran intensidad y duración.

Existen procedimientos numéricos para modelar el efecto de las lluvias sobre las presiones de poros. De acuerdo al valor de la conductividad hidráulica de los materiales del talud la respuesta puede ser rápida (de pocas horas) o lenta (varios días o semanas). El caso más crítico ocurre en suelos de respuesta rápida (suelos permeables) donde se puede presentar un ascenso repentino de las presiones de agua sobre un muro.

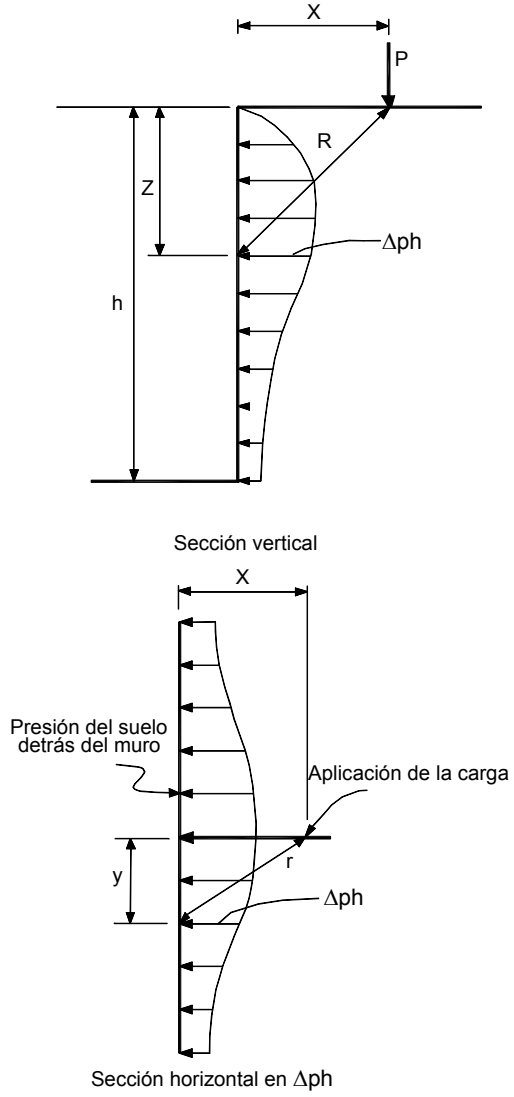


Figura 3.36 Presión horizontal de tierras debida a una carga puntual (Caltrans, 2003).

CRITERIOS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

Los muros de contención son estructuras permanentes de concreto reforzado, ciclópeo, gaviones, elementos prefabricados de concreto, mampostería, tablestacas, pantallas ancladas o tierra reforzada, los cuales soportan la masa de suelo. El propósito de un muro es resistir las fuerzas ejercidas por la tierra contenida y transmitir esas fuerzas en forma segura a la fundación o a un sitio por fuera de la masa analizada de movimiento (Figuras 3.37 a 3.39).

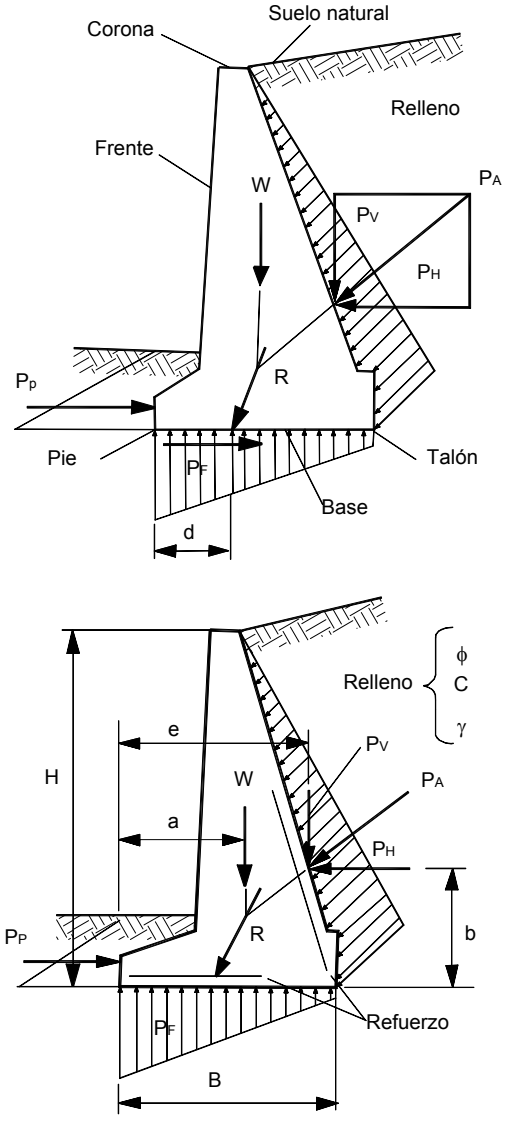


Figura 3.37 Presiones de tierra sobre muros de gravedad y semi-gravedad (Department of the Navy, 1982).

Las Estructuras de Contención para Estabilizar Deslizamientos

Frente a la posible ocurrencia de un deslizamiento o la estabilización de un movimiento activo, la teoría de presión de tierras de Rankine o de Coulomb no representa la realidad de las fuerzas que actúan sobre el muro y generalmente el valor de las fuerzas actuantes es muy superior a las fuerzas activas calculadas por teorías tradicionales (Figura 3.40).

El hecho de que exista un deslizamiento o un factor de seguridad bajo, equivale a que se han generado en el talud deformaciones que producen un aumento muy grande de fuerzas sobre la estructura a diseñar.

En el caso de un deslizamiento de tierra el muro ejerce una fuerza para contener la masa inestable y transmite esa fuerza hacia una cimentación o zona de anclaje por fuera de la masa susceptible a moverse.

Las deformaciones excesivas o movimientos de la estructura de contención o del suelo a su alrededor, deben evitarse para garantizar su estabilidad. Es común que los muros o estructuras de contención fallen en el caso de deslizamientos a pesar de que fueron diseñados de acuerdo a un procedimiento universalmente aceptado.

Condiciones que deben cumplir los muros para estabilizar deslizamientos

Hutchinson (1977) expresó que el uso de estructuras de contención rígidas es, en la mayoría de los casos, un método menos apropiado para estabilizar taludes que los métodos que involucran drenaje y conformación del talud.

Se han reportado muchas fallas de muros en deslizamientos (Baker y Marshall, 1958; Root, 1958). Sin embargo, la tecnología de estructuras de contención ha mejorado mucho en los últimos años y se ha encontrado que si las estructuras son diseñadas correctamente y con base en estudios geotécnicos completos pueden funcionar eficientemente.

Los deslizamientos poco profundos y de volumen pequeño son fácilmente estabilizables con estructuras de gravedad. Sin embargo, los deslizamientos profundos requieren de estructuras especiales con anclas, clavos o micropilotes.

Fotografía 3.2 Muro de gravedad para contener el deslizamiento de un coluvión arcilloso sobre una formación de areniscas.

Para que una estructura de contención pueda ser exitosa se requiere tener en cuenta los siguientes criterios (Modificado de Morgenstern, 1982):

- Los muros de gravedad deben estar cimentados a profundidad por debajo del suelo inestable.
- Los pilotes y pilas solo son efectivos en deslizamientos poco profundos.
- Para superficies de fallas profundas se requieren anclajes por debajo de la superficie de falla, con bulbo en suelo o roca competente.

En el caso de deslizamientos de traslación el muro puede representar un buen sistema de estabilización siempre que esté cimentado por debajo de posibles o reales superficies de falla y se diseñe para resistir las cargas de desequilibrio adicionadas por un factor de seguridad que se recomienda no sea inferior a 2.0 (Fotografía 3.2).

Los muros deben diseñarse contra volcamiento y contra deslizamiento lateral, y al mismo tiempo debe comprobarse la estabilidad general del talud, incluyendo el muro. Además es importante analizar el efecto de las presiones de agua por la concentración de agua infiltrada detrás del muro.

El diseño del sistema de subdrenaje es uno de los elementos más importantes, especialmente en la estabilización de deslizamientos.

Un diseño adecuado para un muro de contención debe considerar, entre otros, los siguientes aspectos:

- Los componentes estructurales del muro deben ser capaces de resistir los esfuerzos de corte y momentos internos generados por las presiones del suelo y demás cargas.
- El muro debe ser seguro contra un posible volcamiento.
- El muro debe ser seguro contra un desplazamiento lateral.

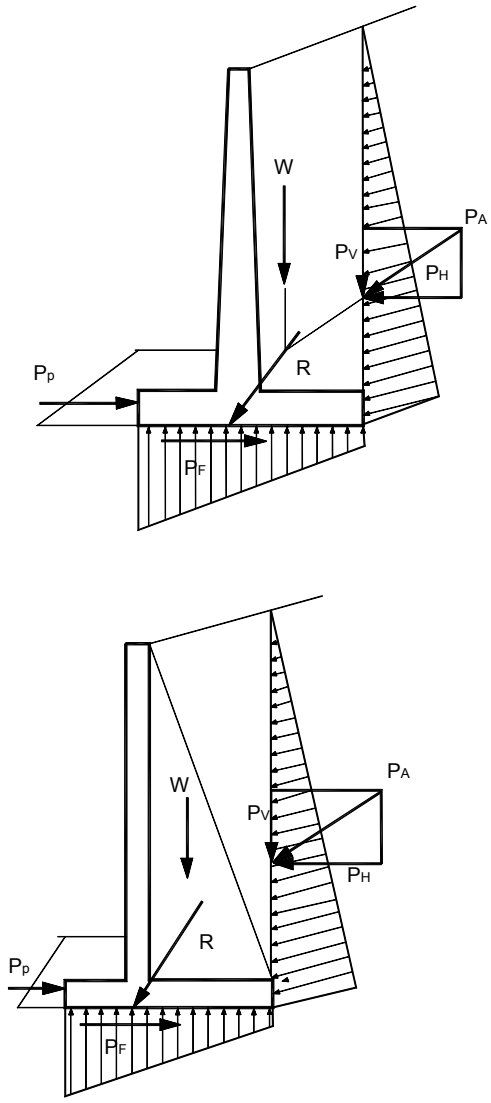


Figura 3.38 Presiones de tierra sobre muros en voladizo y contrafuertes (Department of the Navy, 1982).

- Las presiones no deben sobrepasar la capacidad de soporte del piso de fundación.
- Los asentamientos y distorsiones deben limitarse a valores tolerables.
- Debe impedirse la erosión del suelo por debajo y adelante del muro bien sea por la presencia de cuerpos de agua o de la escorrentía de las lluvias.
- Debe eliminarse la posibilidad de presencia de presiones de agua detrás del muro.
- El muro debe ser estable a deslizamientos de todo tipo.

Tipo de Muro

Una de las decisiones más importantes en el diseño es escoger el tipo de muro, que cumpla de manera eficiente con la función para la cual se construye a un menor costo. Los muros pueden ser rígidos o flexibles de acuerdo al material utilizado. Existe una gran cantidad de sistemas para la construcción de muros fundidos en sitio, prefabricados o de tierra reforzada.

En los últimos años se ha popularizado la construcción de muros de sistemas modulares de concreto, los cuales facilitan una mayor flexibilidad al diseño paisajista.

En lo referente al tipo de muro y proceso constructivo, se debe buscar el que más se acomode a los materiales, experiencia en la zona y el factor económico, así como a su eficiencia para estabilizar los movimientos.

El empleo de estructuras de contención en concreto ciclópeo o reforzado, gaviones o tierra armada ha sido muy popular desde hace muchos años, pero debe aceptarse que su éxito ha sido limitado para deslizamientos de tierra.

Con frecuencia ocurre que un deslizamiento de rotación en donde la fuerza actuante en el pie tiene una componente vertical importante hacia arriba, levante el muro y son muchos los casos conocidos de fracasos en el empleo de muros para controlar deslizamientos rotacionales. Los muros anclados claveteados con micropilotes son, en general, mucho más eficientes para estabilizar deslizamientos que los muros de gravedad.

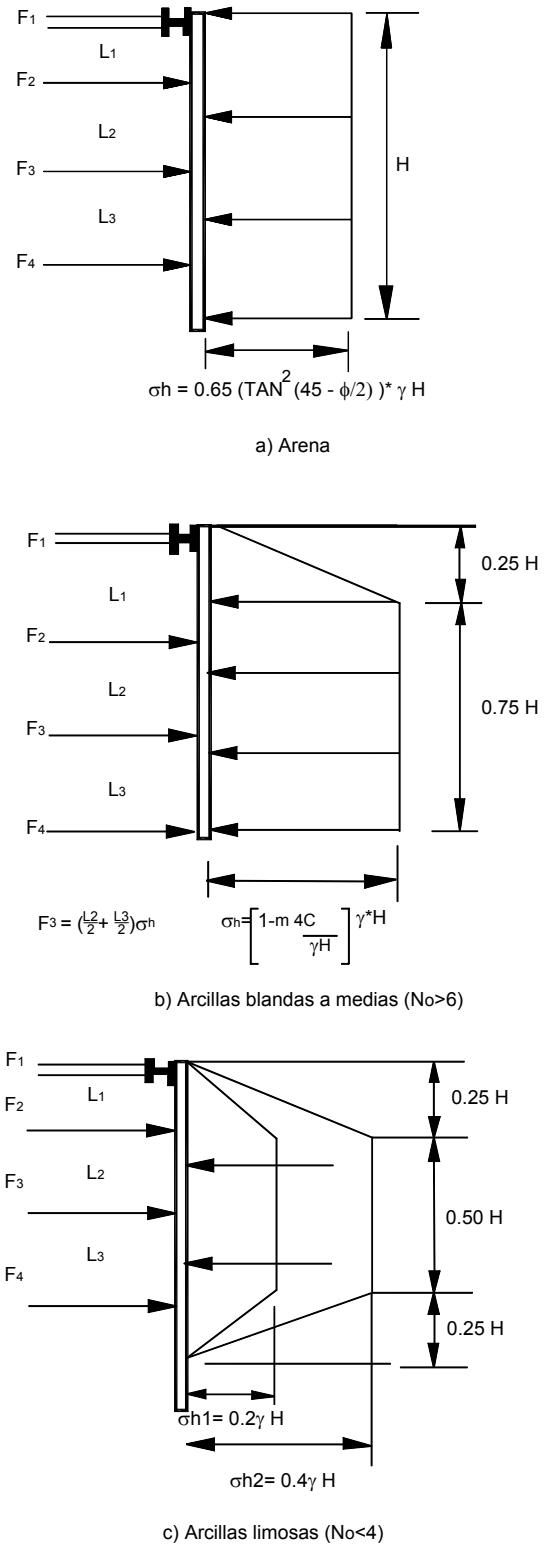


Figura 3.39 Presiones de tierra para entibados (Terzaghi y Peck, 1967).

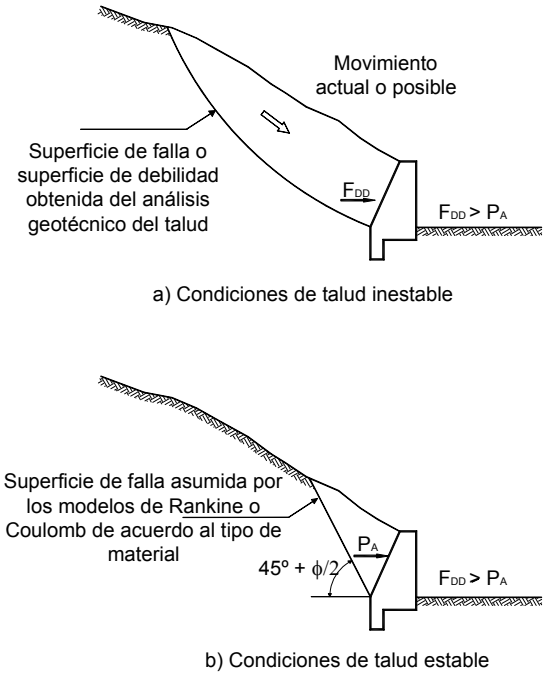


Figura 3.40 Condiciones de diseño tradicionales para muros de contención.

Selección del Tipo de Estructura de Contención

Cuando existan varias alternativas de estructuras de contención se debe realizar una comparación económica, basada tanto en los costos iniciales de construcción como en el costo subsecuente de mantenimiento.

Los siguientes factores deben tenerse en cuenta para seleccionar el tipo de muro de contención:

- Localización del muro de contención propuesto, su posición relativa con relación a otras estructuras y la cantidad de espacio disponible.
- Altura de la estructura propuesta y topografía resultante
- Condiciones del terreno y agua freática
- Cantidad de movimiento del terreno aceptable durante la construcción, la vida útil de la estructura, y el efecto de este movimiento en muros vecinos, estructuras o servicios.
- Disponibilidad de materiales
- Tiempo disponible para la construcción
- Apariencia
- Vida útil y mantenimiento

Estudio Geotécnico para el Diseño de Muros

El estudio geotécnico debe establecer si el sitio tiene las condiciones de estabilidad suficientes para el tipo de estructura de contención considerada en el diseño, incluyendo estabilidad general, aptitud de la fundación y de los materiales para el relleno. Un diseño preliminar del muro es en ocasiones útil para identificar los parámetros que se requiere conocer en el estudio geotécnico.

La investigación debe identificar las condiciones específicas de drenaje subterráneo y superficial en la vecindad del sitio y la manera como éste cambia con el tiempo, por ejemplo en el momento de una lluvia fuerte. En algunos casos de estructuras de contención utilizando elementos metálicos como las tablestacas o los gaviones, deben analizarse las características químicas del agua, por ejemplo salinidad, contenido de sulfatos y pH.

Parámetros geotécnicos

Los parámetros geotécnicos deben ser representativos de las condiciones reales del suelo o roca en el sitio y para que esto ocurra se debe haber realizado una investigación geotécnica completa.

Para muros de altura menor de tres metros es usual el seleccionar parámetros para el relleno y para el suelo de cimentación sobre las bases de resultados previos en materiales similares. Los materiales deben ser examinados cuidadosamente y descritos, especialmente aquellos sobre los cuales se plantea cimentar el muro. Se deben realizar ensayos de clasificación y otras propiedades de los materiales para comprobar que los parámetros asumidos son consistentes con los tipos de material encontrado.

Para estructuras de alturas mayores a seis metros, los parámetros geotécnicos deben ser determinados en ensayos de laboratorio de muestras tomadas en el sitio, adicionalmente a la descripción detallada de los materiales.

Para muros de altura intermedia la necesidad de los ensayos de laboratorio depende de la importancia del muro.

Se deben realizar ensayos suficientes para que los resultados sean representativos de la variación de las propiedades de los materiales. En lo posible se deben evitar las relaciones empíricas, aunque en algunas ocasiones para diseños preliminares éstas son una herramienta adecuada.

Los diseñadores deben mirar siempre con ojo crítico las descripciones de los estudios geotécnicos, porque en ocasiones la descripción no corresponde a la realidad en el campo. Cuando se tenga duda el diseñador debe examinar directamente las muestras o consultar a las personas que realizaron la investigación. Existe además una tendencia a sobre-estimar la resistencia del suelo y esto ha tenido como resultado una gran cantidad de fallas en las estructuras de contención de gravedad.

Los errores en el muestreo pueden afectar la representatividad de los resultados. Por ejemplo, como es difícil ensayar los materiales blandos o quebradizos, generalmente las muestras se preparan con los bloques más fuertes de material y los resultados dan valores de resistencia mayores a los reales. El mismo problema, pero en sentido inverso, ocurre cuando las muestras tienen proporción importante de grava o cantos, y generalmente se ensayan los bloques que tienen muy pocas o ninguna partícula gruesa, dando valores de resistencia menores que el promedio contenido en el suelo del sitio.

En ocasiones las muestras compactadas se ensayan a densidades diferentes a las que realmente van a tener en el campo. Siempre que sea posible, los parámetros a utilizar deben ser comparados con los conocidos de los materiales del área y examinar el por qué de las desviaciones con referencia a los valores previamente conocidos.

Resistencia del suelo

Cada parámetro a utilizar debe analizarse cuidadosamente con relación al comportamiento del muro durante la construcción y durante su vida útil. Muchos parámetros geotécnicos no son constantes; por ejemplo, los parámetros de resistencia al cortante, y puede ser necesario seleccionar un grupo de parámetros para los diferentes estados límites y situaciones de diseño. Pueden requerirse diferentes valores de resistencia cuando se está analizando la falla potencial al cortante en un suelo que contiene juntas o fracturas heredadas, dependiendo de si la superficie de falla detrás del muro sigue las juntas o el material intacto. También deben seleccionarse valores límite altos y bajos para el cálculo de las cargas y las resistencias.

Los parámetros seleccionados deben basarse teniendo en cuenta factores tales como calidad del estudio geotécnico, métodos de ensayo, variabilidad de los materiales, efectos de la actividad de la construcción, efecto del tiempo, etc., (Tablas 13.7 y 3.8).

Algunos parámetros afectan considerablemente el diseño y el diseñador debe tener especial cuidado en comprobar la confiabilidad de los parámetros seleccionados. En el caso de que no haya confianza completa deben utilizarse valores razonablemente conservativos.

Para el diseño de estructuras de contención para la estabilización de deslizamientos, es esencial que los parámetros de resistencia correspondan a las propiedades reales de los materiales, en el estado en que se encuentran. Para que se generen presiones activas se requieren movimientos de la estructura, y al deformarse el suelo la resistencia de los suelos disminuye. Por esta razón en suelos frágiles o sensitivos se recomienda utilizar los parámetros de resistencia residual.

Determinación de los Parámetros

El ensayo de laboratorio más utilizado es el de corte directo. Igualmente, se pueden emplear ensayos triaxiales drenados, o ensayos “in situ”. De los ensayos de campo, los más comunes son los de SPT y CPT. El valor de los parámetros de resistencia varía de acuerdo al tipo de ensayo, como se explicó en el capítulo 3, y esta variación afecta los resultados del diseño.

Debe tenerse cuidado especial al seleccionar parámetros con base en ensayos de Penetración Estándar, o métodos geofísicos, debido a que son ensayos indirectos que no determinan con precisión la resistencia de los suelos. Igualmente, las suposición de parámetros con base en tablas involucra incertidumbres en los resultados.

Tabla 3.7 Valores típicos de parámetros geotécnicos en suelos compactados.

Suelo	Peso Unitario (kN/m^3)	Peso Unitario seco (kN/m^3)	Angulo de Fricción ϕ'	Cohesión c' (kPa)	Permeabilidad K(m/s)
Granito completamente descompuesto	19 - 21	15 -19	38^0 - 42^0	0 - 5	10^{-6} - 10^{-7}
Roca volcánica completamente descompuesta.	18 - 21	15- 19	35^0 - 38^0	0 - 5	10^{-6} - 10^{-8}
Roca triturada o aluviones limpios	18 - 21	18 - 21	45^0 - 50^0	0	10^{-2}- 10^{-4}
Materiales arcillosos (lutita descompuesta)	15 - 18	13 - 16	20^0- 30^0	5 - 10	10^{-6}- 10^{-9}
Materiales areno-arcillosos (arenisca descompuesta)	19 - 21	15 - 19	38^0 - 42^0	0 - 8	10^{-5}- 10^{-7}
Suelos aluviales areno-arcillosos	15 - 21	13 - 19	26^0 - 40^0	0 - 10	10^{-3}- 10^{-7}

Tabla 3.8 Valores típicos de parámetros geotécnicos en suelos in situ.

Suelo	Peso Unitario (kN/m^3)	Peso Unitario Seco (kN/m^3)	Ángulo de Fricción ϕ'	Cohesión c' (kPa)	Permeabilidad K(m/s)
Granito descompuesto	16 - 21	14 - 19	35^0 - 44^0	5 - 15	10^{-5} - 10^{-7}
Materiales volcánicos descompuestos	16 - 21	14 - 19	32^0 - 38^0	5 - 10	10^{-5} - 10^{-7}
Coluviones (matriz)	15 - 21	13 - 19	26^0 - 40^0	0 - 10	10^{-4} - 10^{-7}
Suelos areno-arcillosos	16 - 21	14 - 19	30^0 - 40^0	5 - 15	10^{-4} - 10^{-7}
Suelos arcillosos	15 - 18	13 - 16	20^0 - 28^0	5 - 10	10^{-6} - 10^{-9}

Las propiedades para suelos compactados deben determinarse a partir de muestras de ensayos de compactación en el campo o en su defecto por los correspondientes en el laboratorio.

Para ensayos sobre suelos naturales deben tomarse muestras inalteradas y en algunos casos deben realizarse en el sitio para evitar alteración en la toma de muestra.

Fricción Suelo-Estructura

La fricción que se genera entre un suelo y un material de la superficie de la estructura depende del tipo de suelo, material de la estructura, tipo de estructura y tipo de presión generada en la interface.

Se deben tener en cuenta tres condiciones diferentes:

Fricción Estructura-cimentación. La fricción suelo-muro es la componente tangencial de una fuerza resistente que se genera en la interface entre el suelo de fundación y el material de la estructura. Aunque los valores de la fricción suelo-muro (δ) generalmente se obtienen como una función del ángulo de fricción del suelo, debe tenerse en cuenta que no son una propiedad del material (Tabla 3.9).

Fricción en la pared para presión activa. La fricción positiva solamente será movilizada en su estado activo cuando el suelo retenido trata de moverse hacia abajo con respecto a la pared (Tabla 3.10).

Tabla 3.9 Rango de valores típicos de la fricción suelo - material para la cimentación.

Material	δ s para Cimientos
Concreto liso	0.8 a 0.9 ϕ’
Concreto rugoso	0.9 a 1.0 ϕ’
Bloques de mampostería lisa	0.5 a 0.7 ϕ’
Bloque de mampostería rugosa	0.9 a 1.0 ϕ’
Acero liso	0.5 a 0.6 ϕ’
Acero rugoso	0.7 a 0.8 ϕ’
Geotextil	0.5 a 0.9 ϕ’
Gaviones	0.9 a 1.0 ϕ’

Tabla 3.10 Valores máximos de ángulo de fricción suelo - estructura para presión activa.

Tipo de Estructura	δ Máximo Presión Activa
Muro criba, gaviones, y muros completamente empotrados.	+ ϕ‘ / 2
Sobre paredes virtuales en muros empotrados (T invertida).	+ ϕ‘ / 2 ó el ángulo de la pared, cualquiera que sea menor.
Paredes de muros de gravedad o muros en L y muros sobre pilotes o caissons.	+ 2 ϕ‘ / 3

Tabla 3.11 Fricción suelo - muro para presión pasiva.

Tipo de Estructura	δ Máximo Presión Pasiva	
	Suelo Suelto	Suelo Denso
Muros que se mueven muy poco	0	- δs / 2
Tablestacas o muros sobre suelos sueltos que se asientan o se inclinan	-2δs / 3	-2δs / 3
Muros cuya estabilidad depende principalmente, de la presión pasiva y que pueden hundirse.	0	0
NOTA: δs es el ángulo de fricción suelo muro recomendado para cimientos		

Fricción suelo - muro para presión pasiva. La fricción suelo - muro solamente será movilizada en el estado de presión pasiva cuando el suelo en la zona pasiva tiende a moverse hacia arriba respecto a la pared (Tabla 3.11).

La determinación de la fricción suelo-estructura generalmente es supuesta con base en tablas y no se acostumbra validarla con ensayos de laboratorio. Por esta razón se debe ser prudente en las suposiciones, para evitar que los diseños induzcan problemas de estabilidad.

Factores a Tener en Cuenta para el Diseño

Una estructura de contención y cada parte de ésta, requiere cumplir ciertas condiciones fundamentales de estabilidad, rigidez o flexibilidad, durabilidad, etc. Durante la construcción y a lo largo de su vida útil, en muchos casos se requiere plantear alternativas para poder cumplir con las necesidades de un proyecto específico. Estas alternativas pueden requerir de análisis y cálculos adicionales de interacción suelo - estructura. En todos los casos el diseño debe ser examinado de una manera crítica a la luz de la experiencia local.

Cuando una estructura de contención no satisface cualquiera de sus criterios de comportamiento, se puede considerar que ha alcanzado el "Estado Límite". Durante el período de diseño se debe discutir, en toda su extensión, todo el rango posible de estados límite.

Algunos de los criterios se indican a continuación:

Estado límite último. Es el estado en el cual se puede formar un mecanismo de falla, bien sea en el suelo o en la estructura (inclinación o fractura). Para simplicidad en el diseño debe estudiarse el estado inmediatamente anterior a la falla y no el colapso total del muro.

Estado límite de servicio. Es el estado en el cual no se cumple un criterio específico de servicio. Los estados límite de servicio deben incluir los movimientos o esfuerzos que hagan ver una estructura deformada o "fea", que sea difícil de mantener o que se disminuya su vida útil esperada. También se debe tener en cuenta su efecto sobre estructuras adyacentes o redes de servicios. Siempre que sea posible, una estructura de contención debe diseñarse en tal forma que se muestren signos visibles de peligro que adviertan de una falla.

El diseño debe evitar que pueda ocurrir falla súbita o rotura sin que hayan ocurrido previamente deformaciones que indiquen que puede ocurrir una falla. Se recomienda, en todos los casos, que las estructuras de contención tengan suficiente "ductilidad" cuando se acerquen a una falla. Las estructuras flexibles son mucho más durables en el caso de deformaciones importantes. Las estructuras rígidas son más vulnerables.

Durabilidad y mantenimiento. Una durabilidad inadecuada puede generar un costo muy alto de mantenimiento o ser causa de que la estructura de contención alcance muy rápidamente su estado límite de servicio o su estado límite último. Por lo tanto, la durabilidad del muro y la vía de diseño, junto con los requisitos de mantenimiento, deben ser considerados en el diseño, seleccionando adecuadamente las especificaciones de los materiales de construcción, teniendo en cuenta el clima local, y el ambiente del sitio donde se plantea colocar la estructura. Por ejemplo, el concreto, el acero y la madera se deterioran en forma diferente de acuerdo a las circunstancias del medio ambiente reinante.

Estética. Las estructuras de contención pueden ser un detalle dominante de un paisaje urbano o rural y debe realizarse un diseño adecuado para mejorar en lo posible su apariencia, sin que esto lleve a incrementos significativos en su costo. Además de satisfacer los requerimientos de funcionalidad, la estructura de contención debe integrarse adecuadamente con el ambiente a su alrededor para complacer las necesidades estéticas del paisaje.

Los aspectos que son importantes con referencia a su impacto estético son:

- Altura e inclinación de su cara exterior
- Curvatura en planta. En ocasiones los muros son diseñados con un criterio de muro "ordinario", cuando con el mismo costo se podría haber construido un muro "elegante".
- Gradiente y conformación de la superficie del terreno aledaño. La cobertura vegetal debe ser un compañero constante de la estructura de contención.
- Textura de la superficie de la cara frontal, la expresión y posición de las juntas verticales y horizontales de construcción.
- La corona de la estructura. Todo muro debería llevar un detalle arquitectónico en su corona que sea agradable a la vista.

La mejora del aspecto estético puede lograrse a través de una formaleta - estructura adecuada. En ocasiones diversos tipos de vegetación pueden

incorporarse a la estructura para mejorar su apariencia, pero debe tenerse en cuenta que estas plantas no causen un daño al muro a largo plazo. Se debe buscar el consejo de un arquitecto paisajista para lograr efectos especiales.

Procedimientos de construcción

Es importante para la seguridad y economía, que los diseñadores de estructuras de contención tengan especial consideración con los métodos de construcción y los materiales a ser utilizados. Esto ayudará a evitar diseños peligrosos y puede generar una economía significativa. Generalmente, se pueden lograr ahorros incorporando, en parte, los trabajos temporales dentro de la estructura permanente.

El Relleno Detrás de la Estructura

La escogencia del material de relleno detrás de una estructura de contención depende de los materiales disponibles, las condiciones del sitio, la carga que se vaya a colocar sobre el relleno y el tipo de muro. El relleno ideal generalmente es un material drenante, durable, de alta resistencia y rígido que esté libre de materiales indeseables. Sin embargo, la escogencia final del material depende de su costo y disponibilidad contra el costo de utilizar materiales de menor calidad pero de comportamiento aceptable.

El relleno detrás de un muro generalmente no debe contener:

- Turba, material vegetal, maderas, materiales orgánicos o degradables, materiales tóxicos, materiales susceptibles a combustión, caucho, metales, plásticos o materiales sintéticos, lodo, arcillas expansivas, suelos colapsibles o materiales solubles.

- Igualmente, el relleno no debe ser químicamente agresivo, por ejemplo la presencia de sulfatos en los suelos puede acelerar el deterioro del concreto o el acero.

Colocación y compactación del relleno

Todos los materiales que se coloquen detrás de estructuras de contención, incluyendo los filtros, deben ser compactados. Al especificar el grado de compactación del relleno y de los filtros, debe tenerse en consideración las funciones que estos materiales van a cumplir.

Entre mayor sea el grado de compactación la resistencia al cortante es mayor y el relleno es más rígido, pero la permeabilidad es menor. Generalmente se requiere que la densidad cumpla con una especificación del 90% de la densidad Proctor Modificado para el nivel de los 1.5 metros más altos del relleno y del 95% cuando se requiere pavimentar la superficie arriba del muro. La compactación produce presiones mayores sobre la estructura, por lo tanto el efecto de la compactación se debe tener en cuenta en el diseño.

Debe demostrarse, durante la etapa de diseño o antes de la construcción, que los materiales a utilizar cumplen con la especificación requerida. El diseñador debe especificar muy claramente el tipo, número y frecuencia de los ensayos de calidad, permitiendo que los ensayos puedan ser aumentados durante la construcción de acuerdo a la heterogeneidad de los materiales y al tamaño del muro.

Cuando el contratista suministra el material, el costo del relleno puede minimizarse si se le permite una gama amplia de materiales, particularmente cuando materiales de buena calidad pueden encontrarse en la vecindad del sitio de trabajo; por lo tanto la especificación de los rellenos no debe ser demasiado restrictiva.

El uso de rellenos de arcilla no es recomendable debido a los problemas asociados con expansión, contracción y consolidación, pero a menudo son los únicos materiales disponibles. Los rellenos de limos uniformes no deben usarse porque esos materiales son prácticamente imposibles de compactar. Los rellenos compuestos de suelos finos requieren de un drenaje adecuado para evitar la formación de presiones altas de poros.

El relleno compuesto de roca fracturada es un material muy bueno para su uso como relleno de muros de contención. Generalmente deben preferirse los materiales bien gradados y con pocas cantidades de finos.

El movimiento o migración de finos debe prevenirse y puede requerirse la construcción de filtros diseñados específicamente para prevenir que el suelo atraviese los enrocados y se produzcan fenómenos de erosión o reacomodo interno de las partículas.

Se requieren materiales de drenaje libre para llenar las canastas de los gaviones y el interior de los muros criba. Deben establecerse especificaciones particulares para el relleno de estructuras de concreto reforzado, las cuales son muy sensibles a cualquier cambio en las fuerzas generadas por el relleno.

Método de Construcción

La secuencia y método de construcción generalmente son determinados por el contratista, sin embargo, hay ocasiones en las que un método determinado de construcción o secuencia de operación debe indicarse en el diseño. En esos casos es necesario chequear que el método y las consecuencias de operación no son riesgosos por sí mismas.

En todos los casos debe establecerse una especificación en tal forma que el Interventor pueda comprobar su cumplimiento durante la construcción. Las tolerancias del muro terminado deben ser especificadas y estas deben tener en cuenta los posibles métodos de construcción, así como cualquier movimiento de asentamiento, etc., que pueda ocurrir durante el período constructivo.

Los procesos de excavación, relleno, bombeo del agua freática, etc., deben organizarse para evitar poner en peligro la estabilidad y reducir la resistencia de los elementos de la estructura, por ejemplo, en el caso de un muro de contención diseñado para ser soportado lateralmente en su cabeza, no debe permitirse el relleno hasta que este soporte haya sido construido.

Alternativamente la estructura debe diseñarse para las condiciones de carga que va a soportar durante el período de la construcción y deben indicarse las cargas permisibles durante este período.

Obras temporales

La influencia de obras temporales deben tenerse en cuenta en el diseño, por ejemplo, el ángulo del talud seleccionado para la excavación temporal detrás del muro puede afectar las presiones de tierra dependiendo de las resistencias del suelo del sitio y del relleno. En materiales blandos o sueltos puede ser más económico reemplazarlos que construir un muro para resistir los altos empujes que producen.

Las excavaciones requeridas para la construcción de una estructura de contención deben ser especificadas en el diseño y deben tener una estabilidad adecuada.

Adicionalmente, estas excavaciones no deben producir movimientos inaceptables en estructuras cercanas o redes de servicios. La superficie de los taludes temporales también debe ser protegida contra la erosión.

Cuando los taludes temporales son altos (más de siete metros) deben construirse bermas intermedias. Cualquier material blando en la interface entre el suelo del sitio y el relleno debe ser removido antes de iniciar el proceso de compactación. Las excavaciones temporales que requieran soporte o entibado deben ser diseñadas adecuadamente y la secuencia de construcción debe ser cuidadosamente planeada.

Se debe garantizar la estabilidad de cada etapa de la construcción y los diseños deben estar indicados en los planos de construcción. Cuando el soporte lateral de la excavación sea retirado debe tenerse en cuenta que el proceso de relleno haya avanzado lo suficiente para garantizar la estabilidad del talud.

Durante el proceso de excavación debe tenerse en cuenta el efecto del tráfico de vehículos, la exposición al clima, los movimientos sísmicos, etc. En algunos casos se puede requerir la construcción de muros provisionales en concreto o pantallas de concreto lanzado.

Es común que el control inadecuado del agua freática durante la construcción induzca fallas en los taludes o produzca debilidad de las fundaciones de los muros de contención, por lo tanto, deben diseñarse medidas para su control. Las excavaciones en suelos compresibles pueden producir el levantamiento del fondo de la excavación, lo cual puede a su vez producir asentamientos diferenciales del muro de contención.

Se debe tener especial cuidado al controlar el nivel freático, debido a que el drenaje puede producir asentamiento en las estructuras cercanas o en las redes de servicios, produciendo su rotura, la cual a su vez puede traer como consecuencia la falla de la estructura de contención.

Excavaciones para Colocar Ductos después de Construída la Estructura

Es muy común que después de construido un muro se construyan redes de servicios junto a las estructuras de contención utilizando zanjas. Por ejemplo, a lo largo de las carreteras se construyen gasoductos o poliductos enterrados entre la vía y los muros de contención. Una recomendación prudente de diseño es que en el diseño de los muros junto a las carreteras o calles debe asumirse que algún día se va a construir una zanja de al menos un metro de profundidad en su pie.

Es recomendable que la mínima profundidad de cimentación de todo muro de contención sea de un metro por debajo del nivel del suelo en su pie, para evitar que al construir zanjas para servicios el muro quede en el aire. En un muro empotrado la resistencia pasiva debe reducirse en el diseño para tener en cuenta la posibilidad de excavaciones de redes de servicios.

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

Un modelo de cálculo generalmente consiste de un método de análisis basado en una teoría y un modelo de modificación de los resultados del análisis para asegurarse que los cálculos son ciertos.

Un diseño adecuado para un muro de contención debe considerar los siguientes aspectos:

- Los componentes estructurales del muro deben ser capaces de resistir los esfuerzos de corte y momentos internos generados por las presiones del suelo y demás cargas
- El muro debe ser seguro contra un posible volcamiento
- El muro debe ser seguro contra un desplazamiento lateral
- Las presiones no deben sobrepasar la capacidad de soporte del piso de fundación.
- Los asentamientos y distorsiones deben limitarse a valores tolerables
- Debe impedirse la erosión del suelo por debajo y adelante del muro bien sea por la presencia de cuerpos de agua o de la escorrentía de las lluvias
- Debe eliminarse la posibilidad de presencia de presiones de agua detrás del muro
- El muro debe ser estable a deslizamientos de todo tipo

Procedimiento

Para realizar el diseño una vez conocida la topografía del sitio y la altura necesaria del muro, es necesario:

- Escoger el tipo de muro a emplearse
- Dibujar a escala la topografía en perfil de la sección típica del muro
- Sobre la topografía dibujar un diagrama "tentativo" supuesto del posible muro
- Conocidas las propiedades de resistencia del suelo y escogida la teoría de presiones a emplearse, calcular las fuerzas activa y pasiva y su punto de aplicación y dirección de 1/2 a 2/3, de acuerdo al ángulo de fricción del suelo y la topografía arriba del muro.
- Para paredes posteriores inclinadas se recomienda en todos los casos, calcular las presiones con la teoría de Coulomb
- Calcular los factores de seguridad así:
  - Contra volcamiento.
  - Contra deslizamiento de la cimentación

  Si los factores de seguridad no satisfacen los requerimientos deben variarse las dimensiones supuestas y repetir los pasos anteriores. Si son satisfactorios se procederá con el diseño.
- Calcular las presiones sobre el piso y el factor seguridad contra capacidad de soporte. Si es necesario debe ampliarse el ancho de la base del muro.
- Calcular los asentamientos generados y si es necesario ampliar la base del muro.
- Diseñar los sistemas de protección contra:
  - Socavación o erosión en el pie.
  - Existencia de presiones de agua detrás del muro.

- Finalmente, deben calcularse los valores de los esfuerzos y momentos internos para proceder a reforzar o ampliar las secciones del muro, de acuerdo a los procedimientos estandarizados de la ingeniería estructural.

Recomendaciones para el diseño de muros

- En lo posible la carga en la base debe estar concentrada dentro del tercio medio para evitar esfuerzos de tracción

- Para volcamiento en muros permanentes debe especificarse un factor de seguridad de 2.0 o mayor

- Para deslizamiento debe especificarse un factor de seguridad de 1.5 o mayor

- El análisis estructural es similar al de una viga con cargas repartidas

- Debe conocerse, previamente al diseño, el tipo de suelo que se empleará en el relleno detrás del muro. En ningún caso se deben emplear suelos expansivos

Cargas a Tener en Cuenta en el Análisis

Para cada situación de diseño deben obtenerse las cargas concentradas o distribuidas que pueden afectar la estructura de contención tales como peso del suelo, la roca y el agua, presiones de tierra, presiones estáticas de agua, presiones dinámicas del agua, sobrecarga y cargas sísmicas.

Adicionalmente deben determinarse las cargas relacionadas con factores geológicos tales como la reptación del talud, la disolución de la roca, el colapso de cavernas; y de las actividades del hombre como excavaciones y uso de explosivos en sitios cercanos, así como el efecto de temperatura en áreas industriales y fundaciones de máquinas.

Algunas veces es necesario analizar las diversas combinaciones posibles de cargas y diseñar para la condición más crítica. Para determinar las cargas debe tenerse una información muy clara de la geometría del talud, la geometría del modelo geológico y los niveles de excavación, así como los parámetros geotécnicos tales como peso unitario, resistencia al corte, permeabilidad, esfuerzos en el sitio, parámetros de deformación de la roca y el suelo.

Factores de Seguridad

La calidad de un diseño depende no solamente del factor de seguridad asumido sino también del método de análisis, los modelos de cálculo, el modelo geológico, los parámetros geotécnicos y la forma como se definen los factores de seguridad; por lo tanto, los factores de seguridad por sí solos no representan una garantía para la estabilidad de la estructura de contención.

Debe observarse que los factores de seguridad no cubren los errores, el incumplimiento de las especificaciones de construcción, equivocaciones en el cálculo de las cargas, la utilización del método de análisis equivocado, las diferencias de la resistencia de los materiales en el laboratorio y en el campo y el nivel de supervisión o interventoría (Tabla 3.12).

Presiones Pasivas

Fang y otros (2002) recomiendan, para el cálculo de presiones pasivas, utilizar el ángulo de fricción residual (ϕ_R) y tener en cuenta que para generar la presión pasiva se requieren grandes deformaciones. Las investigaciones con modelos físicos revelan que las presiones pasivas reales se aproximan a las calculadas con ϕ_R.

Subdrenajes

Con excepción de los muros diseñados para resistir presiones de agua tales como las paredes de sótanos de edificios, es una buena práctica de ingeniería construir subdrenes detrás de todo tipo de muros (Figura 3.41).

El sistema de drenaje debe diseñarse en tal forma que se anticipe a capturar el agua antes de que afecte el muro. Adicionalmente a los subdrenes deben colocarse huecos de drenaje para prevenir la presión hidrostática, los cuales son normalmente de diámetro de 2 a 3 pulgadas espaciados no más de 1.5 metros horizontalmente y 1.0 metro verticalmente, las columnas deben intercalarse. Los lloraderos deben colocarse desde una altura baja mínima de 30 centímetros por encima del nivel del pie del muro.

Como guía general, el material de drenaje debe tener una permeabilidad al menos 100 veces mayor que la del suelo o roca a drenarse. Para garantizar su efectividad el material de filtro debe ser grueso y granular.

Tabla 3.12 Factores de seguridad mínimos en las cargas para el diseño suponiendo estado límite último.

Carga	Factor de Seguridad Mínimo Recomendado (Mayoración)
Carga muerta debida al peso del muro	1.0
Carga muerta debida al peso del suelo	1.0
Sobrecarga	1.5
Carga sísmica	1.0
Carga de agua	1.0
Peso unitario	1.0
Angulo de fricción en la base δ	1.2
Resistencia al cortante drenada c'- φ'	1.2
Resistencia al cortante no drenada c - φ'	2.0
Permeabilidad del suelo	1.0
Permeabilidad de filtros y drenajes	10.0
Resistencia a la compresión de la roca	2.0
Peso unitario del agua	1.0
Pesos unitarios estructura (concretos, aceros, etc)	1.0
Resistencia de la estructura	Los indicados en las normas de diseño para cada tipo de estructura.

El espesor de las capas de drenaje generalmente es determinado por criterios de construcción más que por capacidad de drenaje. Se pueden utilizar drenes en geotextil o materiales compuestos, de acuerdo a los criterios de diseños de la mecánica de suelos.

Aspectos constructivos

Para los muros de concreto deben construirse juntas a intervalos a lo largo del muro. El espaciamiento de estas juntas depende de los cambios de temperatura esperados en el sitio. También deben construirse juntas en todos los sitios de cambio brusco de sección o del nivel de cimentación.

Los muros criba deben construirse siguiendo las normas para estructuras de hormigón reforzado prefabricadas y los gaviones siguiendo las instrucciones de los manuales de obras en gaviones.

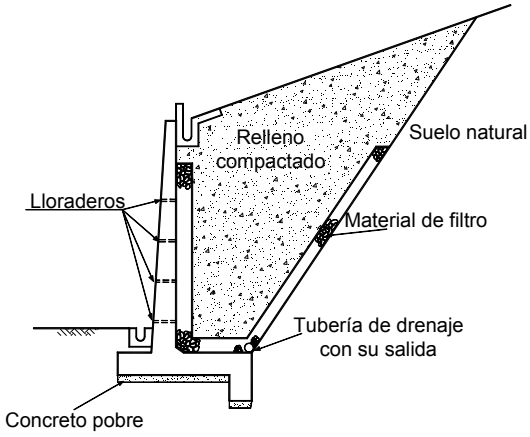


Figura 3.41 Esquema típico de un muro de concreto reforzado con su sistema de subdrenaje.

PASOS EN EL DISEÑO DE MUROS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE DESLIZAMIENTOS

Para el diseño de un muro de estabilización de un deslizamiento se recomienda utilizar el procedimiento indicado en la tabla 3.13.

Tabla 3.13 Pasos a seguir en el diseño de muros de contención para estabilizar deslizamientos.

Paso 1	**Determinar la Viabilidad del uso de Estructuras de Contención** Analizar las restricciones de derecho de vía, materiales, equipos, estructuras existentes, aspectos ambientales, estética, sensitividad, movimientos de tierra, costos, etc.
Paso 2	**Información Geotécnica del Deslizamiento o el Talud** Topografía, extensión lateral, perfil de suelo, niveles freáticos, parámetros para el análisis, superficie de falla, sismicidad, etc. Asegurarse de que la topografía del deslizamiento y la profundidad de la superficie de falla real o esperada, y las condiciones de nivel freático se conocen en forma clara y precisa.
Paso 3	**Evaluar el Factor de Seguridad del Talud Existente** Calcular el factor de seguridad utilizando un software de equilibrio límite. Realizar un cálculo de estabilidad de taludes convencional y ajustar las condiciones en tal forma que el modelo sea lo más cercano posible a la realidad. Se diseña para el factor de seguridad mínimo.
Paso 4	**Seleccionar el Tipo de Muro y su Localización** El tipo de muro depende del espacio, los materiales disponibles, la magnitud requerida, la posibilidad o no de realizar excavaciones, el tiempo disponible. La localización del muro depende del objetivo específico y las características del deslizamiento.
Paso 5	**Predimensionar el muro y calcular el factor de seguridad del talud a falla global con el muro** A prueba y error con un software de estabilidad de taludes por equilibrio límite modificar las dimensiones y localización del muro para lograr el factor de seguridad deseado.
Paso 6	**Evaluar factores de seguridad a deslizamiento, volcamiento y capacidad de soporte.** Calcular los factores de seguridad y modificar las dimensiones del muro hasta obtener los factores especificados. Si se modifica el muro se requiere comprobar nuevamente el factor de seguridad a falla global del talud.
Paso 7	**Diseñar la estructura interna del muro y detalles especiales** Calcular refuerzos, subdrenajes, drenajes, elementos de fachada, etc.

REFERENCIAS CAPÍTULO 3

Abramson L.W., Lee T.S., Sharma S., Boyce G.M., (1996) "Slope stability and stabilization methods". Wiley-Interscience, p.628.

Alpan, I., (1967). "The Empirical Evaluation of the Coefficient K_0 and K_{0r}". Soil and Foundation (Jap. Soc. Soil Mech. Found. Eng), Vol. VII, No. 1, p. 31 (January).

Baker, R.F. y Marshall, H.C. (1958) "Control and Correction, In: Landslides and Engineering Practice" ed. By E.B. Eckel, Highway Research Board Special, Report N° 29, pp 150-188.

Brandl H. (1985) "Slope Stabilization and Support by crib walls" Proceedings of the third international seminar. Soil improvement methods. Singapore pp.179-198.

Brooker, E.W., Ireland H.O. (1965). "Earth Pressures at Rest Related to Stress History". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 11, No.1.

Caltrans, (2003). "Bridge Design Specifications – Raining Walls". Section 5.

Day, R.W. (2002). "Geotechnical Earthquake Engineering HandBook". McGraw-Hill.

Fang Y. S., Ho Y. C., Chen T. J. (2002) "Passive Earth Pressure with Critical State Concept". ASCE Journal of geotechnical and geo-environmental engineering. August P. 651 – 659.

Hausmann, M. R. (1990). "Engineering Principles of Ground Modification". New York: McGraw- Hill.

Jaky, J. (1944). "The coefficient of earth pressure at rest". J. Soc. p. Hung. Archit. Engrs, 355–358.

Morgenstern, N.R. (1982) "The Analysis of Wall Supports to Stabilize Slopes", Application of Walls to Landslide Control Problems, Proceedings ASCE National Convention , Las Vegas, Nevada, April 29 1982, pp 29.

Root, A.W. (1958), "Prevention of Landslides, In: Landslides and Engineering Practice", ed. By E.B. Eckel, Highway Research Board Special Report N°29, pp 113-149.

Sayao A. S. F. J., Medeiros L. V., Sieira A. C. C. F., Gerscovich D. M. S., Garga V. K. (2002) "Retaining walls built with scrap tyres" . Proceedings of the Institution of Civil Engineers Geotechnical Engineering 155- 4 p. 217–219.

Seed, H.B. (1979). "Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams". Nineteenth Rankine Lecture, Geotechnique, 29(3), 215-263.

Seed, H.B., Whitman, R.V. (1970). "Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads". Proceedings. ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, ASCE, pp. 103-147

Suárez J., (2001). "Control de Erosión en Zonas Tropicales". Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos.

Sumanarathna I.H.D. – Mallawarctchie D.P. – Kulathilaka S.A.S. (1997) "Stabilization of slopes by anchored type retaining structures" Proceedings of the Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Hamburg, pp. 1261-1264.

Terzaghi, K. (1941). "General wedge theory of earth pressure" ASCE Trans., 106, 68–80.

Terzaghi, K., Peck R.B., (1967). "Soil Mechanics in Engineering Practice". 2nd ed, Wiley, New York, NY 729pp.

Trenter N.A. (2004) "Approaches to the design of cantilever retaining walls". Proceedings of the Institution of Civil Engineers Geotechnical Engineering 157 January Issue GE1 P. 27–35

Zhu D. H., Qian Q. H.,Lee C. F. (2001) "Active and passive critical slip fields for cohesionless soils and calculation of lateral earth pressures". Geotechnique 51, No. 5, p. 407-423.

Capítulo 4

Estructuras Ancladas Pretensadas

Fotografía 4.1 Muro con anclajes pretensados.

El uso de anclajes de acero en la estabilización de taludes se ha vuelto muy popular en los últimos años. La definición oficial internacional es la propuesta por Littlejohn (1990): *"Un anclaje es una instalación que es capaz de transmitir una carga de tensión a un manto de soporte a profundidad"*. En las estructuras ancladas se colocan varillas o tendones, generalmente de acero, dentro de perforaciones realizadas con taladro, se inyectan con un cemento, y luego se tensionan. Las anclas para estabilizar deslizamientos pueden ser hincadas o perforadas. Los anclajes pueden ser pre-tensados para colocar una carga sobre un bulbo cementado ("tiebacks") o pueden ser cementados simplemente sin colocarles carga activa ("nails", pernos y micropilotes). Los anclajes pretensionados en combinación con muros, pantallas o bloques de concreto, se han utilizado con éxito para la estabilización de deslizamientos (Fotografía 4.1). Generalmente se coloca sobre la cara de un muro o sobre un elemento de concreto en el talud, una carga de tensión a través de un cable de acero anclado a un bulbo cementado a profundidad dentro del talud. Los anclajes pretensados incrementan los esfuerzos normales sobre la superficie de falla real o potencial y así aumentan las fuerzas resistentes al incrementar la resistencia a la fricción, a lo largo de esa superficie.

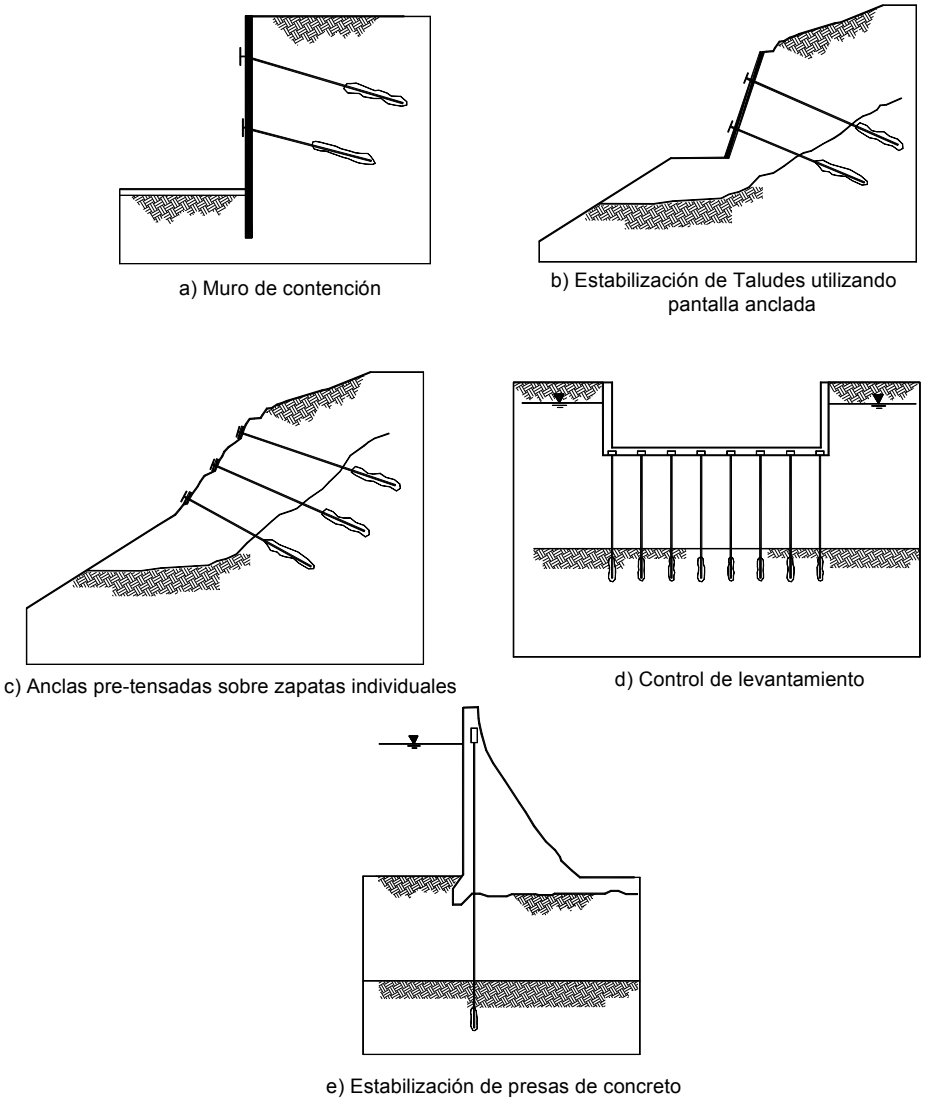


Figura 4.1 Tipos de estructura anclada (Sabatini y otros, 1999).

Al comprimir el suelo tambien se inhiben algunos procesos de deterioro de éste (Morgenstern, 1982). Es deseable que el sistema de muro sea flexible si se esperan momentos significativos (Morgenstern, 1982). Los muros anclados pueden ser pasivos o activos dependiendo de si son pretensionados o no.

Los anclajes pre-tensados tienen la ventaja de que no son pasivos como la estructura de gravedad sino que al pre-tensarse se les coloca una carga que se opone a la acción del deslizamiento. Las fuerzas de las anclas se oponen al movimiento de la superficie del talud ayudando a proveer estabilidad contra deslizamientos.

Igualmente, la fuerza de tensión en el cable se convierte en fuerza de compresión dentro de la masa de suelo, incrementando la resistencia al cortante. La fachada, pantalla o zapata exterior, aplica la carga sobre el suelo y el ancla la transmite al bulbo.

En esta forma se aumentan las fuerzas resistentes por acción de la tensión, por sí misma o por la fricción relacionada con el incremento de los esfuerzos normales sobre la superficie de falla. Se puede requerir la utilización de anclajes pre-tensados como apoyo temporal o pueden diseñarse como parte permanente de la estructura.

TIPOS DE ESTRUCTURA ANCLADA

Muros Anclados

Los muros anclados son estructuras de gravedad, semigravedad o pantallas; que se sostienen mediante anclas pretensadas con bulbos profundos (Figura 4.1). Los muros anclados pueden ser de varios tipos:

- ***Muros de gravedad o semigravedad.*** Las estructuras de gravedad son muros de concreto armado, a los cuales se les adicionan anclas pre-tensadas a varios niveles de altura.

- ***Pantallas.*** Son pantallas delgadas de concreto armado, las cuales se pueden construir utilizando concreto proyectado o fundidas en el sitio. A las pantallas de concreto se les colocan hileras de anclas a varios niveles. Las pantallas también pueden ser preexcavadas utilizando el sistema de "slurry wall".

- ***Tablestacas.*** Estructuras delgadas enterradas, metálicas o de concreto armado, ancladas en su parte superior. Una variante del sistema son los pilotes tangentes/ secantes.

Anclas Apoyadas en Bloques Independientes o Vigas

En la estabilización de taludes estas estructuras también pueden ser zapatas, bloques individuales o vigas superficiales para la aplicación de las cargas de anclaje. La técnica de utilizar anclajes individuales múltiples unidos cada uno a una zapata independiente en la superficie del terreno, se le denomina como "muros de elementos".

Generalmente, existe un espaciamiento entre las zapatas, pero en ocasiones estas se tocan unas a otras. A este último sistema se le denomina "muro de bloque de anclaje" (Cornforth 2005).

La construcción de las anclas individuales es muy similar a la de los anclajes para muros o pantallas de concreto armado. La utilización de esta técnica tiene por objeto permitir la construcción de anclajes con un mínimo de alteraciones de la superficie del talud y disminuir éstas al evitar muros de gran tamaño.

Ventajas de las anclas individuales

Las principales ventajas de las anclas individuales son:

- Pueden instalarse en superficies no uniformes con facilidad

- Se pueden utilizar elementos prefabricados.

- La construcción es más rápida si se utilizan zapatas prefabricadas colocadas con la ayuda de grúas

Desventajas de las anclas individuales

Las anclas individuales tienen las siguientes limitaciones:

- Requiere que el material en la superficie del terreno sea muy dura, para evitar que ocurra asentamiento y pérdida de la tensión

- Es difícil sostener los bloques en pendientes fuertes mientras se colocan y tensionan los elementos fabricados

- Generalmente, son poco atractivas visualmente

- No existe rigidez entre una y otra ancla, facilitando la falla gradual ancla por ancla

Las estructuras ancladas permiten una gran variedad de combinaciones, utilizando pilotes, tablestacas, muros, zapatas, etc. (Fotografía 4.2).

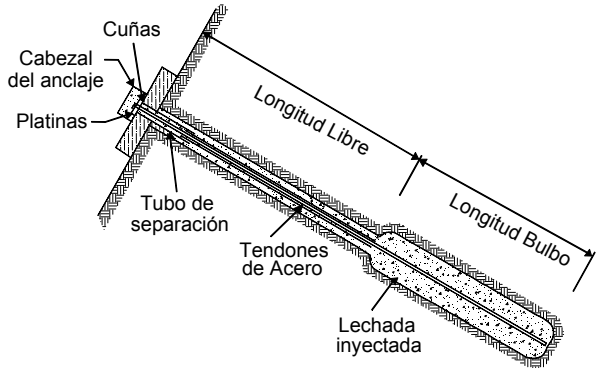


Figura 4.2 Anclaje con tendones de acero.

Fotografía 4.2 Muro - pantalla con zapatas.

MECANISMOS DE FUNCIONAMIENTO DE LAS ANCLAS

Los anclajes proveen una fuerza para resistir aquellas que producen la inestabilidad del talud. Las anclas se encuentran unidas en su parte exterior a una estructura de contención superficial (Figura 4.2). Esta estructura de contención transmite la carga al ancla y el ancla la transmite al bulbo. Finalmente es el bulbo el que resiste la carga de diseño.

El bulbo debe estar localizado por detrás de las superficies reales o potenciales de falla en un material suficientemente competente.

La profundidad requerida debe garantizar un factor de seguridad de acuerdo a los requerimientos. A su vez, las fuerzas de pretensionamiento generan una fuerza normal sobre la superficie de falla.

Modos de Falla de los Anclajes

Hay varios mecanismos posibles de falla de los muros anclados. Estas fallas comunmente son causadas por exceso de carga sobre un ancla. Las cargas de exceso pueden estar relacionadas con la carga de pretensionamiento, la secuencia de excavaciones, las fuerzas del agua y fuerzas sísmicas, entre otras.

Los mecanismos de falla pueden involucrar los tendones, la masa de suelo, el bulbo o las estructuras superficiales.

Los principales tipos de falla son los siguientes:

- *Falla del acero del tendón.* Al colocarle la carga de tensionamiento el acero del tendón recibe esfuerzos de tensión. Si la carga aplicada es mayor que la capacidad estructural del tendón, ocurre la falla. Para evitar esto se recomienda que la carga de diseño sobre el tendón no exceda el 60% de la resistencia última del tendón.

- *Falla de la masa del suelo.* Esta falla es debida a la capacidad de soporte del suelo superficial. Si al colocarle la carga de pretensionamiento, ésta supera la capacidad de soporte del suelo lateral, se produce un movimiento del suelo hacia arriba. Esto ocurre especialmente en las anclas más subsuperficiales.

  Así mismo, se recomienda que la primera hilera de anclajes de arriba hacia abajo se encuentre suficientemente profunda para que la resistencia pasiva del suelo evite la falla.

- *Falla de la unión entre el bulbo y el suelo (Fotografía 11.3).* Los anclajes movilizan una fuerza perímetral entre el bulbo y el suelo. La resistencia de esta interface depende de la presión normal, de la fricción y cohesión en el perímetro del bulbo. En los anclajes acampanados se desarrolla adicionalmente una resistencia relacionada con el acampanamiento.

  Para aumentar la resistencia entre el bulbo y el suelo se acostumbra a aumentar el diámetro del bulbo o su longitud. Sin embargo, la experiencia muestra que el efecto de aumento de resistencia no ocurre para bulbos con longitudes superiores a 9 o 12 metros (Sabatini y otros, 1999).

- *Falla entre el tendón y la lechada.* El mecanismo de falla de la unión entre el tendón y la lechada incluye problemas de adherencia, fricción e integración mecánica entre el acero del cable o varilla y la lechada. La norma ASTM A981 presenta un método estándar para evaluar la unión entre el tendón y la lechada.

Fotografía 4.3 Falla por extracción del ancla.

- *Falla de la estructura superficial.* La estructura superficial puede fallar por punzonamiento o por exceso de esfuerzos de flexión o de cortante.

En la figura 4.3 se indican algunas de las fallas más comunes en estructuras ancladas.

Condiciones de falla a tener en cuenta en el diseño de anclas individuales.
En un anclaje deben tenerse en cuenta varias condiciones de falla:

- *Falla del tendón o varilla.* El esfuerzo de diseño para el acero debe limitarse al 50% del esfuerzo último (Department of the Navy, 1983).

- *Falla de la corrosión del refuerzo.* Con el tiempo se puede producir la rotura del ancla.

- *Falla de la unión entre el refuerzo y el cementante.* La capacidad de la unión entre el acero y la mezcla cementante depende del número y longitud de los tendones o varillas y otra serie de factores (Littlejohn y Bruce, 1977).

- *Falla de la unión cementante-roca o cementante-suelo.* Esta capacidad puede ser determinada por la fórmula siguiente:

$P_u = \pi \ x \ D_x \ x \ L_b \ x$ Resistencia de la unión entre el suelo y la inyección.

CONSTRUCCIÓN DE ANCLAJES

El proceso de construcción de los anclajes afecta en gran forma el comportamiento del ancla. Las variaciones en el proceso de perforación e inyección tienen un efecto significativo (Schnabel, 1982).

De acuerdo a Schaefer (1997) el procedimiento básico de construcción es el siguiente:

- Perforar el hueco
- Insertar el tendón con un alineamiento adecuado
- Inyectar el bulbo a la presión requerida
- Tensionar el tendón
- Ensayar el tendón
- Asegurar el tendón a la carga especificada

Consideraciones para la Construcción

- Se recomienda utilizar equipos apropiados para causar el mínimo de alteraciones en la zona de trabajo.
- En lo posible no utilizar aditivos para la lechada. Especialmente, deben evitarse agentes expansores y químicos que contengan cloruros.
- Debe evitarse la pérdida de lechada alrededor del tendón.
- Debe tenerse en cuenta que la colocación de las anclas puede afectar las estructuras de servicios cercanas y los derechos legales de los vecinos cuyas estructuras o tierra pueda ser afectada.

Perforación

El proceso de perforación se inicia con un tubo de revestimiento de aproximadamente 10 a 20 centímetros de diámetro y una longitud para profundizar de 3 metros; como en este tubo quedan los residuos de perforación se introduce un barreno, el cual se encarga de extraerlo y poder continuar roscando otro tramo de tubo y luego el barreno, para seguir con este proceso hasta que se alcance la profundidad deseada.

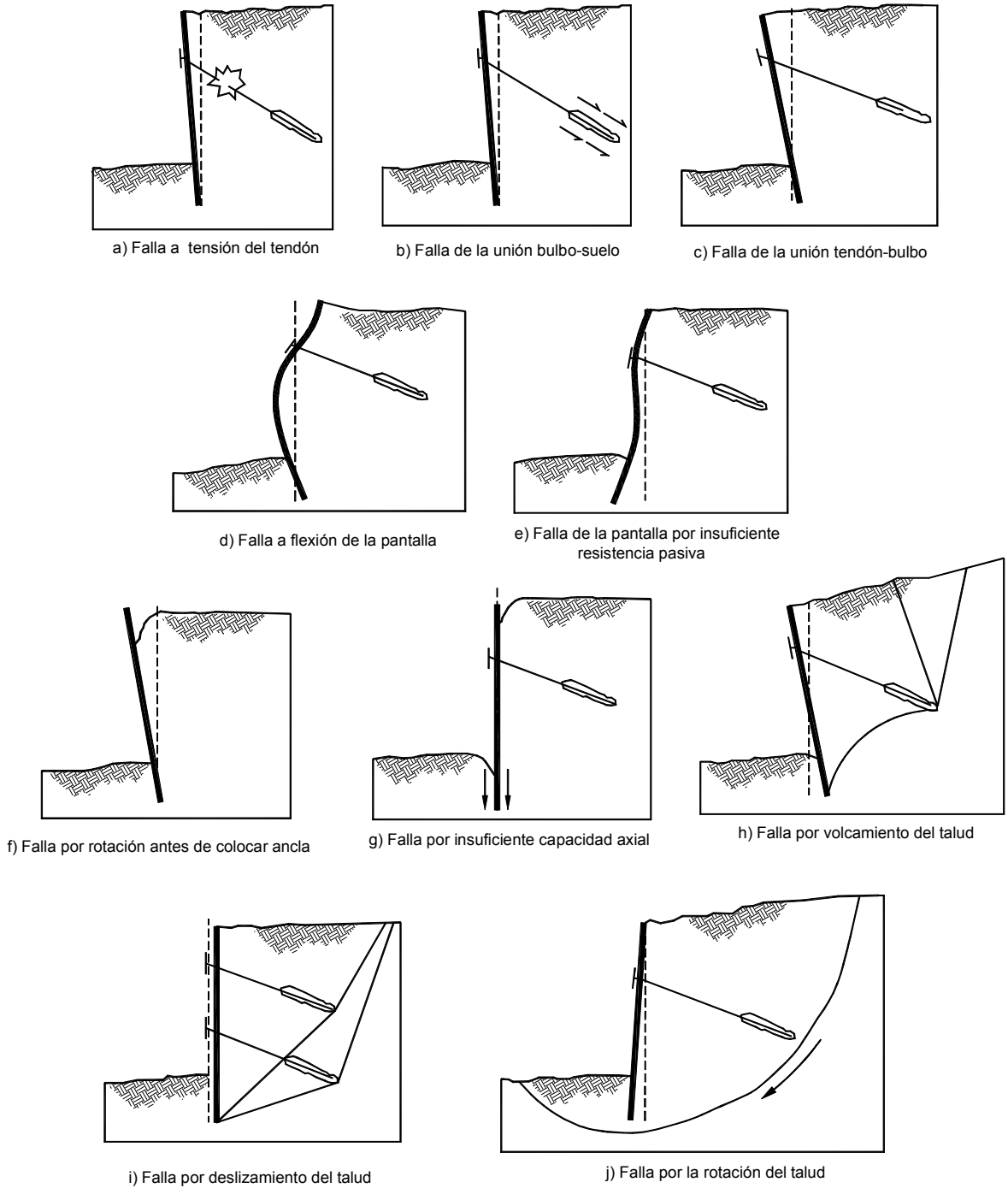


Figura 4.3 Modos de falla de los anclajes (Sabatini y otros, 1999).

La perforación debe efectuarse con un correcto alineamiento y ángulo de inclinación, según el diseño. Se extrae la barra de perforación y se limpia el hueco, utilizando agua a presión. Se controla la longitud del sondeo mediante la varilla de perforación.

La perforación debe realizarse en tal forma que se garantice una superficie rugosa entre el suelo y el cementante a todo lo largo del bulbo. Es importante garantizar que no haya colapso de las paredes de la excavación para garantizar que la adherencia de la mezcla se haga con el suelo natural intacto.

La perforación debe limpiarse adecuadamente. El alineamiento de la perforación no debe permitir desviaciones mayores de 1 en 20. La desviación de la línea recta no debe exceder 20 mm en 3 metros de longitud. El anclaje debe colocarse lo más rápidamente posible después de terminada la perforación y en ningún caso la demora debe ser superior a 24 horas.

El diámetro del hueco de perforación generalmente es determinado por el tipo de equipo disponible. El diámetro debe ser de tal tamaño que permita la inserción del perno sin necesidad de forzarlo. Un hueco de gran tamaño no mejora el diseño y puede generar costos innecesarios de perforación.

Una guía para la relación entre el diámetro del hueco y el diámetro del perno es la siguiente:

$$0.4 \leq \frac{d_a}{d_h} \leq 0.6$$

Generalmente la resistencia en el contacto perno-lechada es muy alta y el diseño se realiza sobre la base del contacto lechada-roca o lechada -suelo.

Inyección

Se coloca el tirante en el hueco y se inyecta el mortero a presión hasta la zona de sello. Si se produce una pérdida considerable de inyección es necesario reducir la presión de inyección. La parte inicial del tirante ha sido previamente aislada con el objeto de evitar su cementación en el suelo (todo el cuerpo debe estar protegido contra la corrosión). El mortero inicia el período de fraguado especificado, y no debe tensarse hasta que termine ese proceso.

Comúnmente, el ancla es fijada utilizando cemento Portland ordinario y agua que cumpla con la norma ASTM C150. La mezcla consiste generalmente en cemento sin contracción y agua en una relación agua-cemento que varía de 0.4 a 0.55 (Sabatini y otros, 1999) con cemento tipo I, la cual obtiene resistencias hasta de 21 MPa.

Esta relación produce una lechada que puede ser bombeada por el orificio del perno y al mismo tiempo producir resistencia alta, con un mínimo de exudación de agua de la mezcla. Esta mezcla puede obtener una resistencia a la compresión de 3000 psi. Se pueden agregar productos químicos especiales para reducir la contracción y exudación y para incrementar la viscosidad.

No es recomendable la utilización de productos químicos, porque es común que estos productos aceleren los procesos de corrosión del acero o que produzcan agrietamiento de la mezcla. Las cantidades de sulfatos, cloruros y nitratos de la mezcla no deben exceder los porcentajes de 4%, 0.1% y 0.1% respectivamente. No se debe utilizar cemento con altos contenidos de alúmina. No se recomienda la utilización de arena o grava mezclada con el cemento; sin embargo, es utilizada con frecuencia en bulbos de gran diámetro.

La expansión libre de la mezcla a temperatura ambiente no debe exceder el 10%. La resistencia de la mezcla a los siete días no debe ser menor a 25 MPa, utilizando cubos de 100 mm de lado. La preparación de la mezcla de inyección debe realizarse utilizando una mezcladora que le dé una consistencia uniforme en un tiempo menor de cinco min. Después del mezclado, ésta debe ser continuamente agitada.

Previamente al proceso de inyección se debe pasar la mezcla por un tamiz nominal de 1.2 mm. El tiempo máximo permitido entre la adición de cemento, la mezcla y la inyección es de 30 min. La bomba de inyección debe ser de desplazamiento positivo (pistón o tornillo). La inyección debe realizarse lo más rápido posible después de colocado el anclaje dentro de la perforación. El procedimiento de inyección debe garantizar que no quede aire o agua dentro de la zona inyectada. La inyección debe colocarse en forma lenta y permanente y debe continuar hasta la terminación del trabajo, que es el momento en el cual ha salido mezcla continua por el tubo de control, mínimo durante 1 min.

Tensionado

El tensionado del ancla no debe realizarse hasta que se haya obtenido una resistencia mínima de 25 MPa en la mezcla. El gato o equipo de tensionamiento debe tener capacidad para por lo menos 1.8 veces la carga de diseño (Geotechnical Control Office, 1989).

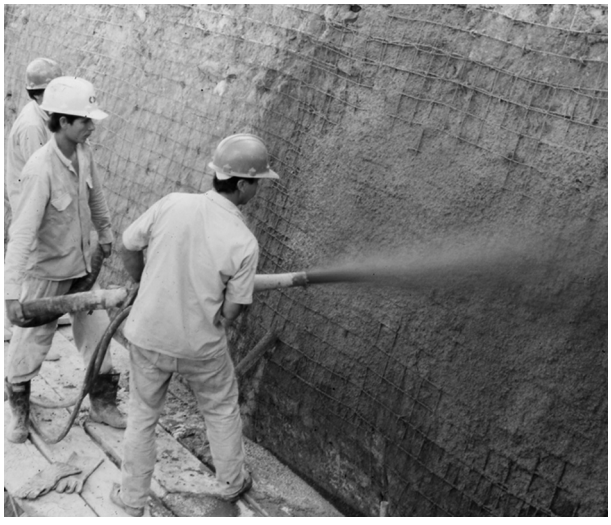
La tensión máxima que se coloque al tendón debe ser menor del 80% de la carga de falla nominal última.

Cuando se tensiona un anclaje es importante chequear que la carga de diseño realmente haya sido colocada, utilizando el procedimiento del Post Tensioning Institute (1996). El procedimiento consiste en un cargue secuencial cíclico hasta una carga máxima del 150% de la carga de diseño, midiendo la deflexión de la cabeza del anclaje a medida que es tensionado.

El método común de tensionamiento es utilizar un gato hidráulico con un hueco cilíndrico central que permite aplicar la carga en forma precisa y axial.

Carga de aseguramiento

Después de ensayada el ancla, se recomienda asegurarla con una carga definitiva de 70 a 80% de la carga de diseño. Si se utilizan cargas de aseguramiento superiores al 80% se puede producir exceso de esfuerzo sobre las anclas (Weatherby, 1998).



Fotografía 4.4 Colocación del concreto lanzado.

Concreto proyectado

Adicionalmente y como parte del sistema se emplea el concreto o mortero lanzado, el cual se coloca por medio de un sistema de bombeo a presión (Fotografía 4.4). Las zonas de roca fracturada o degradada, o el suelo superficial, pueden ser protegidas colocando una capa de concreto lanzado. Este tipo de concreto rellena los espacios entre la roca y produce una estructura de retención superficial, sin embargo, no impide totalmente el deslizamiento y se requiere en muchos casos que vaya acompañado de pernos o anclajes. El concreto lanzado debe reforzarse superficialmente utilizando una malla metálica. Las áreas cubiertas con concreto lanzado deben drenarse utilizando drenes de penetración o lloraderos.

DISEÑO DE LAS ANCLAS

El diseño más económico y eficiente generalmente se obtiene cuando se le permite al contratista seleccionar el tipo de ancla, el método de construcción y la capacidad de cada anclaje. El diseñador debe especificar la longitud mínima libre, la longitud mínima total y la capacidad de cada unidad de anclaje a cada nivel. Definiendo los requisitos mínimos (diseñador y contratista) en forma conjunta pueden elaborar cada uno de los detalles de la obra.

Adicionalmente, el diseñador debe especificar la protección contra la corrosión y el programa de verificación y monitoreo en campo. No es una buena práctica de ingeniería que el contratista o proveedor realice la totalidad del diseño, debido a que existe la tendencia a darle prioridad al costo y las ganancias por encima de la estabilidad de la obra. El diseño puede incluir otro tipo de obras complementarias como subdrenes de penetración (Figura 4.4).

Tendones

Generalmente se utilizan dos tipos de tendones:

- ***Cables***. Hilo de siete alambres con resistencia a tensión última de 1.86 MPa con diámetro entre 0.5 y 0.6 pulgadas que cumpla con la especificación ASTM A-416. El número de alambres y de hilos depende de la carga de diseño. La ventaja de los cables es que pueden cortarse a la longitud requerida y no requieren uniones ni soldaduras.

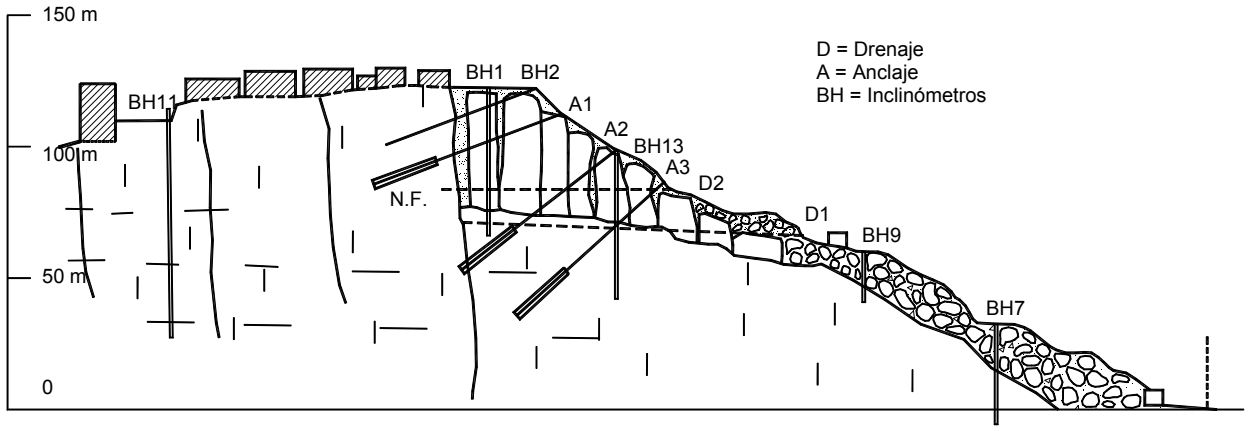


Figura 4.4 Esquema de un sistema combinado de anclajes profundos (Más de 60 metros), subdrenes de penetración y control con inclinómetros.

Un cable de 0.6 pulgadas de diámetro puede soportar una carga de diseño de 150 kN.

- ***Varillas de alta resistencia***. Varilla con resistencia última a la tensión de 1.03 MPa en diámetros variables entre 1.0 y 2.5 pulgadas de y que cumpla con la especificación ASTM A-722 tipo II, o ASTM A416. Una varilla de 1 y 3/8 de pulgada tiene una capacidad de carga máxima de 620 KN. Una carga típica de diseño para un varilla de 2.5 pulgadas es 2000 kN. Las varillas especiales indentadas se codifican mediante la norma ASTM A886.

  La longitud de las varillas es de 6, 9, 12, 15, y 18 metros. En la mayoría de países es difícil conseguir varillas de más de 12 metros. La principal dificultad con las varillas es la necesidad de uniones o soldadura. La soldadura presenta con frecuencia problemas de posibilidad de rotura por defectos de colocación. La ventaja de las varillas es la facilidad para tensionarlas y para ajustarlas.

- ***Anclas especiales.*** También se utilizan varillas de grado 60 o 75, anclas helicoidales y anclas metálicas especiales.

Resistencia Última

Los tendones se diseñan para una carga de diseño que no debe exceder el 60% de la carga última a la tensión. En el caso de estructuras definitivas la resistencia última de los tendones se indica en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Resistencia última de tendones para anclajes.

Tipo de Tendón	Diámetro Nominal	Resistencia Última (KN)
Cable de hilo de siete alambres	0.5 pulgadas	183
	0.6 pulgadas	260
Varilla de alta resistencia	1.0 pulgadas	566
	1.375 pulgadas	1054

Es importante tener en cuenta los siguientes detalles de los tendones:

- Nombre del fabricante, fecha y lugar. Generalmente, se conoce el comportamiento de las varillas y tendones de acuerdo a su origen.

- Diámetro, área de la sección y peso unitario. En ocasiones las varillas han sido pre-tensionadas con anticipación y sus condiciones y dimensiones han cambiado.

- Resultados de los ensayos de propiedades mecánicas tales como carga de rotura, elongación máxima, ductilidad, relajación y módulo de elasticidad.

Ensayos de Carga

Se ensaya el tirante pre-esforzándolo hasta alcanzar un valor de 1.5 la carga de diseño. Se registra la magnitud y elongación del tirante. Se fija el tirante con una carga de diseño; este valor es generalmente un 10% mayor que la fuerza final en el anclaje, con el objeto de compensar pérdidas por relajación del tirante. Todas las anclas deben ensayarse para la carga de diseño sin movimientos excesivos en el proceso de colocación de la carga. Toda ancla debe diseñarse para un factor mínimo de seguridad de 2.0 y deben ensayarse algunas anclas para una carga de 150% la de diseño.

Existen varios tipos de prueba. Generalmente se utiliza un gato hidráulico tensionando la totalidad del ancla en forma simultánea y midiendo las deformaciones con un sistema de calibrador.

Se recomienda ensayar con el 150% de la carga de diseño, las primeras anclas de un proyecto y algunas anclas de las restantes durante el período de construcción. Las curvas de deformación contra carga deben analizarse, e identificarse las causas de los movimientos. Igualmente, se recomienda analizar las deformaciones durante el proceso de descargue.

Toda ancla, al cargarse, se deforma a medida que el suelo va tomando carga y no se reduce a cero la deformación al retirar la carga. Este movimiento no recuperado se le denomina "movimiento residual" del ancla.

El movimiento total en la prueba de carga es la suma de la elongación elástica del tendón, el movimiento residual del ancla, el movimiento elástico del bulbo y los movimientos de fatiga del bulbo y del tendón. En suelos no cohesivos y rocas se tensiona a la carga máxima, y luego se mide a 0, 1, 2, 3, 4, 5, 7, 10, 15, 20, 25, 30, 45 y 60 minutos.

Al inicio de la prueba si la deformación durante los primeros cinco minutos es menor de 0.76 milímetros, se debe esperar que el ancla funcione satisfactoriamente. Generalmente, en rocas el movimiento en los primeros 10 minutos es menor de un milímetro (Weartherby y Nicholson, 1982), y si se producen deformaciones importantes es un indicativo de que el bulbo no tiene la capacidad suficiente para soportar la carga.

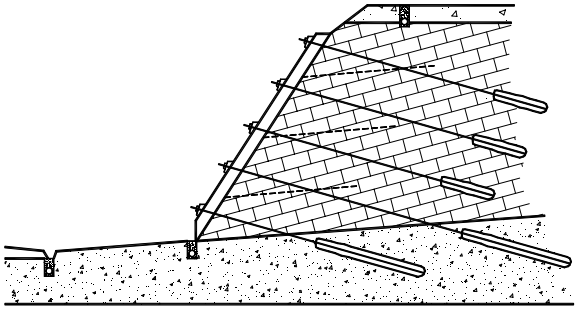


Figura 4.5 Localización de anclas en un muro anclado de materiales estratificados (Chacón Irigaray, 1996).

Protección Contra la Corrosión

La protección contra la corrosión es muy importante para garantizar la larga vida de los anclajes, especialmente en los siguientes casos:

- Suelos y rocas que contienen cloruros
- Cambios estacionales de la tabla de agua
- Ambientes marinos
- Arcillas saturadas con alto contenido de sulfatos
- Exposición a corrientes eléctricas que generan acción galvánica
- Paso a través de suelos de características químicas diferentes

Se ha determinado que el uso de anclas metálicas en suelos ácidos tiene problemas a largo plazo. La descripción corrosiva del ambiente puede cuantificarse en términos de pH y resistividad del sitio. En suelos ácidos con pH menor de 4 la corrosión es muy alta y en suelos con pH mayor de siete también se produce corrosión. Así mismo, los suelos orgánicos son más corrosivos que las arcillas y las arcillas más que las arenas y gravas.

Generalmente, se especifica protección contra la corrosión tipo 1 para la mayoría de anclas permanentes. Los métodos de protección contra la corrosión incluyen el galvanizado, aplicación de cubiertas epóxicas, encapsulación del acero y el cemento.

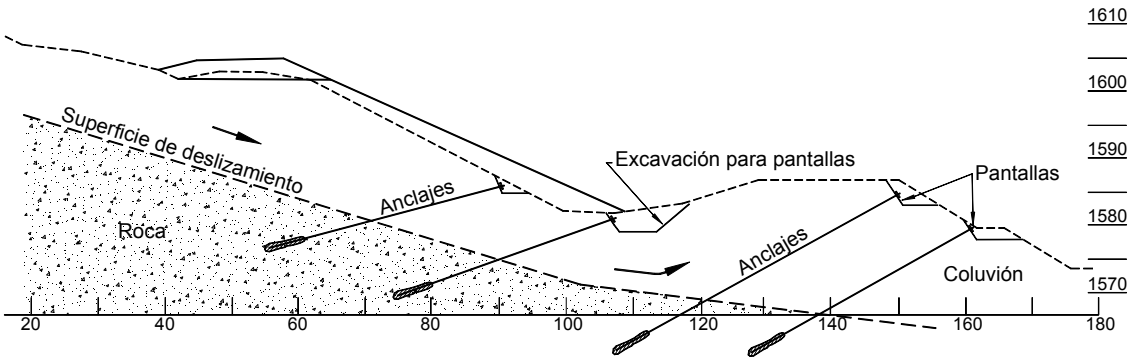


Figura 4.6 Localización de anclajes en un deslizamiento (Johnson y Turner , 2003).

Es muy importante garantizar una buena encapsulación del cable en el sector libre entre la superficie del terreno y el bulbo. Generalmente, se encapsula en un tubo relleno de grasa que provee propiedades anticorrosión (por ejemplo grasa Chevron Polyuria EP No 2 o similar). También se puede encapsular rellenando el espacio dentro del tubo con cemento. El cemento tiene la ventaja de que genera un ambiente con pH alto que protege el acero formando una capa de óxido hidroferroso. Debe tenerse claro que la mayoría de los problemas de corrosión ocurren en los primeros dos metros más superficiales del cable (Cornforth, 2005).

La mayoría de las pantallas de anclaje construidas en el pasado no han tenido problemas importantes de corrosión en el bulbo. Los principales problemas de corrosión ocurren en la parte expuesta del tendón cuando éste no está cubierto de lechada y la mayoría de los problemas ocurren en los dos metros más cercanos a la cabeza del ancla. Igualmente, se presentan problemas en tendones pre-estresados y aceros que no cumplen especificaciones ASTM (Weatherby y Nicholson, 1982). La mejor forma de proteger los tendones es encamisarlos en un tubo engrasado o recubrirlos con lechada. Se recomienda un mínimo de 10 milímetros de recubrimiento en lechada.

Si el suelo tiene un pH < 5.0 o una resistividad menor de 2000 ohm-cm o cuando hay presencia de sulfatos, se recomienda recubrir el tendón totalmente encapsulado en un tubo plástico. Si el suelo tiene más de 2000 mg/kg de sulfatos, se requiere utilizar cemento tipo V para la lechada. Igualmente, se recomienda el uso del cemento tipo V cuando el pH < 5.

Cargas de Pretensionamiento

Es preferible utilizar cargas pequeñas y mayor número de anclajes que cargas de gran magnitud. Sin embargo, si existe material competente para el bulbo, no hay dificultades para el manejo de cargas hasta de 1000 kN. Entre mayor sea el valor de la carga se requiere un diámetro mayor de la perforación en el bulbo y un tendón de mayor capacidad. Aunque pueden utilizarse cargas mayores por ancla no es prudente depender de cargas de gran magnitud, especialmente en zonas sísmicas. Un gran porcentaje de las fallas de los anclajes corresponde a desprendimiento de los bulbos en anclas con cargas superiores a 500 kN.

Longitud de las Anclas

Debido a requerimiento de estabilidad no es recomendable utilizar anclas con longitudes inferiores a 9 metros (Sabatini y otros, 1999). La longitud de las anclas, la longitud libre y del bulbo debe seleccionarse en tal forma que el bulbo se localice por debajo de la superficie potencial o real de falla (Figuras 4.5 y 4.6).

Se recomienda una longitud libre entre el bulbo y la superficie del terreno mínima de 4.5 m para cables y 3 m para varillas, con el objeto de evitar las pérdidas de cargas de tensionamiento debidas a la relajación y fatiga del acero, el suelo y la cabeza de los anclajes (Weatherby y Nicholson, 1982). Generalmente, la longitud total no excede 45 m.

La longitud total del ancla debe garantizar que la nueva superficie de falla potencial por detrás de los anclajes tenga un factor de seguridad especificado de acuerdo a las necesidades del diseño (Figura 4.7).

Angeli, 1996 reporta la utilización de anclas de longitudes variables entre 60 y 75 metros con bulbos inyectados de longitudes entre 20 y 25 metros con vigas de concreto reforzado en la superficie y separados cada cuatro metros.

Johnson y Turner (2003), reportan que las longitudes promedio de los bulbos varían de 3.5 a 12 metros. Para más de 12 metros hay muy poca ganancia en resistencia (Littlejohn, 1990). Generalmente en suelos no se utilizan longitudes de bulbo menores de 4.5 metros (Sabatini y otros, 1999). En rocas se pueden utilizar longitudes de bulbo a partir de 3 metros.

Localización de las Anclas

Si la superficie de falla es poco profunda y el muro exterior está empotrado por debajo de la superficie de falla, es posible que una sola hilera de anclas sea suficiente para soportar el muro. Si la superficie de falla es profunda, se requiere colocar como mínimo dos hileras de anclajes para garantizar la estabilidad del muro.

Si la superficie del terreno es rígida (roca o suelo muy duro), es posible que no se requiera muro propiamente dicho y que el deslizamiento pueda estabilizarse utilizando elementos individuales con zapatas de apoyo.

El sistema de zapatas no es recomendable en suelos muy blandos, debido a que no se genera efecto de arco entre anclas y se pierde fácilmente el tensionamiento por deformaciones del suelo entre zapatas.

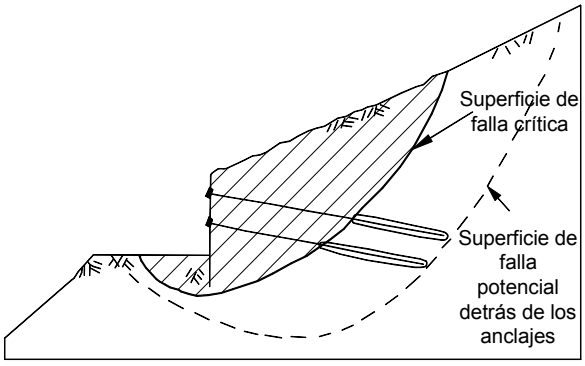


Figura 4.7 La longitud total de las anclas debe garantizar un factor de seguridad tanto en la superficie de falla crítica antes del anclaje, como en la superficie de falla potencial por detrás del sistema de anclas (Weatherby y Nicholson, 1982).

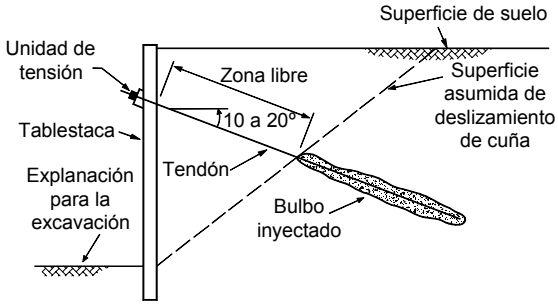


Figura 4.8 Angulo de inclinación típico de un anclaje.

Ángulo de Inclinación de las Anclas

Es muy importante el diseño del ángulo de inclinación de las anclas. Se deben tener en cuenta entre otros los siguientes criterios:

- Es deseable que por encima del bulbo haya como mínimo 5 metros de sobrecarga de suelo.
- La mayoría de los anclajes se instalan a ángulos con la horizontal entre 10° y 30° (Figura 4.8).
- Si el ángulo de inclinación es menor a 10°, se requiere técnicas especiales de inyección del bulbo.
- No es recomendable utilizar ángulos con la horizontal superiores a 45°, para evitar aumentos importantes de las fuerzas actuantes y disminución de la capacidad de carga horizontal del ancla (Weatherby y Nicholson, 1982).
- El ángulo con relación a la horizontal debe ser tal que no se generen sobrepresiones sobre la pantalla o fachada del muro. Por esta razón, si el muro o pantalla es semivertical o de pendiente superior a 70º, el ángulo de inclinación de las anclas con la horizontal no debe ser superior a 30º para evitar las fallas locales en el muro, cerca a la cabeza del ancla.

  Liao y otros (2000), reportan el caso de fallas catastróficas de pantallas ancladas con ángulos superiores a 30º con la horizontal.

- No es recomendable la colocación de anclas subhorizontales. El ángulo de inclinación con la horizontal debe ser en todos los casos superior a 10º para que los esfuerzos generados por la tensión del anclaje se transmitan sobre la superficie de falla y en esta forma se aumente la resistencia del suelo al cortante.

- Si las fuerzas de anclaje se instalan a un ángulo menor que el normal a la superficie potencial de falla, se crea adicionalmente una fuerza resistente que se opone al movimiento. La fuerza requerida para el anclaje se minimiza cuando la suma del ángulo de buzamiento del ancla y el de la fractura es igual al ángulo de fricción.

- Se ahorra gran cantidad de pernos instalándolos al ángulo óptimo, en lugar de colocarlos normales a la falla.

Por las razones anteriores, se recomienda que los ángulos de inclinación de las anclas con la horizontal varíen de 10º a 30º. Generalmente, las filas inferiores deben tener un ángulo de inclinación superior al de las filas superiores.

Diámetro de las Perforaciones

La mayoría de los trabajos de anclaje se realizan con perforaciones de diámetro entre 3 y 6 pulgadas. No es recomendable utilizar perforaciones de diámetro menor a 3 pulgadas. Para casos especiales podría utilizarse diámetros superiores a 6 pulgadas.

Bulbo de Anclaje

El bulbo es la longitud de varilla que es cementada para transmitir la carga de tensión al suelo. Generalmente, estos bulbos son longitudes no menores a 3.0 metros.

La distribución de esfuerzo a lo largo de la longitud cementada no es uniforme, con máxima concentración de esfuerzos en la punta exterior del anclaje. Sin embargo, para diseño se asume que los esfuerzos son uniformemente distribuidos a lo largo del bulbo.

La longitud del bulbo depende de la carga y de las propiedades de resistencia al cortante de la roca o suelo a su alrededor. En suelos blandos o sueltos se requieren grandes longitudes de bulbo.

Tipos de suelo donde pueden colocarse bulbos de anclaje

- *En Rocas.* Todas las rocas se consideran aceptables para la colocación de bulbos de anclaje. La capacidad de carga de la roca varía con su estructura, resistencia a la compresión y composición. Las resistencias de unión entre el bulbo y la roca pueden ser tan bajas como 69 kPa en una lutita arcillosa y tan altas como 2070 kPa en un granito sano o una roca caliza (Weatherby y Nicholson, 1982).

- *En suelo granulares.* La mayoría de anclajes en suelos arenosos también han tenido un comportamiento satisfactorio a largo plazo. Los anclajes permanentes pueden instalarse en suelos no cohesivos con valores de penetración estándar N mayores de 10 golpes por pie.

- *En suelos arcillosos.* Los bulbos de anclaje colocados en suelos cohesivos blandos han tenido con frecuencia problemas de capacidad a largo plazo. Se debe esperar comportamiento no satisfactorio de los bulbos en suelos cohesivos con resistencia a la compresión inconfinada menor de 96 kPa y resistencias remoldeadas menores de 48 kPa. En estos suelos se debe esperar comportamiento de fatiga (“creep”).

  Así mismo, no es recomendable colocar bulbos de anclaje en suelos orgánicos. Se recomienda evitar estos suelos prolongando las anclas a mayor profundidad dentro de un suelo de mejor capacidad. Igualmente no se deben colocar bulbos de anclaje en rellenos.

Para que no se presenten problemas en el bulbo se deben garantizar resistencias superiores a las indicadas en el párrafo anterior, y que tengan un índice de consistencia superior a 0.8.

$$I_c = \frac{W_L - W}{W_L - W_P} > 0.8$$

Donde:
W_L= Límite líquido
W= Contenido de humedad natural
W_P= Límite plástico

Si se requiere colocar bulbos de anclaje en suelos cohesivos o en suelos granulares con N menor de 10, se recomienda realizar ensayos para evaluar la capacidad de carga a largo plazo de las anclas.

Tipos de Bulbo

Los bulbos pueden conformarse con los siguientes métodos:

- ***Inyección por gravedad.*** En este método la inyección se instala por el método "tremie" por gravedad. Se requiere que la perforación tenga más de 10° de inclinación con la vertical para permitir el llenado del bulbo.

- ***Inyección a presión.*** En esta técnica se inyecta a presión la lechada para que penetre dentro de suelos granulares o roca fracturada. Generalmente se utilizan presiones superiores a 50 psi. La presión puede además aumentar el diámetro del hueco y producir esfuerzos normales más altos sobre la pared, lo cual contribuye a aumentar la resistencia a la extracción del bulbo.

- ***Bulbos mecánicos.*** Los pernos metálicos consisten en un sistema mecánico que presiona contra las paredes del hueco. Existen varios tipos y su ventaja es la instalación rápida, a su vez, el tensionamiento se puede llevar a cabo inmediatamente después de su colocación. Opcionalmente el perno puede ser cementado.

Littlejohn (1990), clasificó los bulbos de acuerdo a la forma de inyección como se puede observar en la figura 4.9.

La clasificación es la siguiente:

Tipo A. Anclajes inyectados por gravedad. La inyección por gravedad se utiliza especialmente en taludes en roca sana o en suelos cohesivos duros. La resistencia depende de la unión entre la inyección y la roca.

Tipo B. Anclajes inyectados a presiones menores de 145 psi (1000 kN/m^2). El diámetro del bulbo se amplía cuando la lechada se infiltra en el suelo o las fisuras de la roca. Se utilizan en roca fisurada o suelos granulares gruesos. La resistencia depende del cortante lateral y capacidad de soporte del área superior del bulbo.

Tipo C. Anclajes inyectados a presiones de más de 290 psi (2000 kN/m^2). El diámetro del bulbo aumenta por fractura hidráulica del suelo. Esta técnica se utiliza en suelos sin cohesión y en ocasiones en suelos cohesivos. Este es tal vez, el sistema de inyección más utilizado porque genera un bulbo de mayor tamaño en suelos.

Tipo D. En la perforación se forman una serie de campanas, las cuales se inyectan por gravedad.

Resistencia entre el Bulbo y el Suelo

La resistencia entre el bulbo y el suelo depende principalmente de las propiedades del suelo, método de perforación, la longitud y diámetro del bulbo, y la presión de inyección (Tabla 4.2).

El esfuerzo al cortante en el anclaje puede ser calculado por la expresión (Littlejohn y Bruce, 1975):

$$\tau_a = \frac{T}{\pi D_h L_b}$$

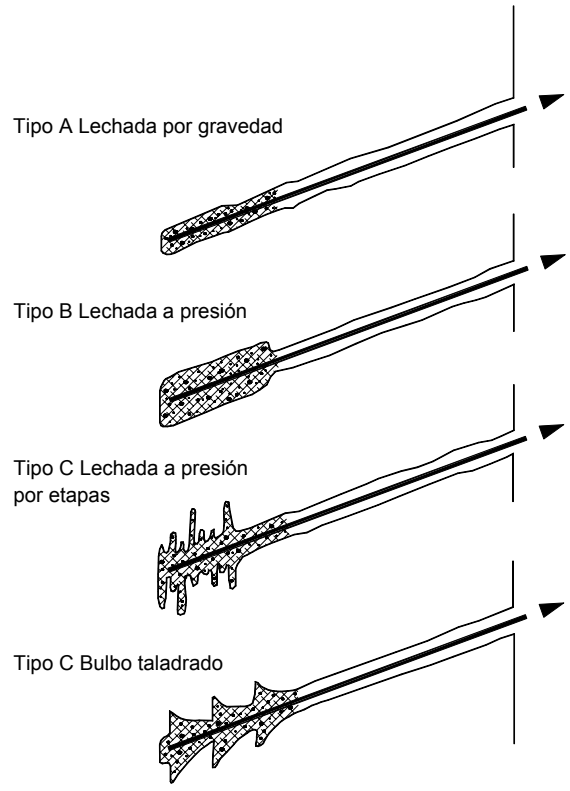


Figura 4.9 Clasificación de anclajes de acuerdo a la presión de inyección (Modificado de Littlejohn, 1990).

Tabla 4.2 Factores típicos que afectan la transferencia de esfuerzos en bulbos de diámetro pequeño (Sabatini y otros, 1999).

Factor	Tipo de Suelo	
	Suelo Granular	**Suelo Cohesivo**
Propiedades del suelo	Ángulo de fricción, tamaño y distribución de los granos.	Adhesión, índice plástico.
Método de perforación	El uso de tubería de revestimiento aumenta los esfuerzos normales y de fricción.	El uso de lodos en la perforación disminuye la capacidad.
Longitud del bulbo	La resistencia aumenta al aumentar la longitud del bulbo hasta los 6 metros, con incrementos moderados hasta los 12 metros y muy poco incremento después de los 12 m.	Incrementos continuos en suelos con resistencia no drenada menor de 96 kPa.
Diámetro del bulbo	Aumenta la resistencia al aumentar el diámetro hasta 10 centímetros y muy poco a partir de ese diámetro.	Aumenta la resistencia hasta un diámetro de 30 centímetros.
Presión de inyección	La capacidad del ancla aumenta al aumentar la presión de inyección.	La capacidad del ancla aumenta solamente con inyección por etapas. Presiones iniciales muy altas deben evitarse.

Donde:
T = Fuerza de tensión de diseño
D_h = Diámetro del hueco
τ_a = Esfuerzo de cortante permitido
L_b = Longitud cementada del bulbo

En la tabla 4.3 se muestran algunos valores del esfuerzo de cortante permitido para anclajes en roca. Los tendones deben separarse entre sí utilizando espaciadores para asegurar la adherencia total de cada uno de ellos a la mezcla cementante en toda la longitud del bulbo. Adicionalmente, deben colocarse centralizadores para garantizar que existe un cubrimiento de mezcla de mínimo 10 mm.

Cálculo de la Adherencia

La resistencia a la adherencia muy raramente se mide en el laboratorio y no existe un procedimiento estándar para calcularla. La mayoría de los diseños se basan en estimativos "crudos" de la resistencia entre el suelo o roca y el bulbo, por correlación con casos similares, tablas de resistencias típicas o por la experiencia local.

La carga última de transferencia entre el bulbo y el suelo se puede estimar con base en el número de golpes del ensayo de Penetración Estándar SPT como se indica en la tabla 4.4 (Sabatini y otros, 1999). El factor de seguridad recomendado debe ser mayor de 2.0.

La suposición de la resistencia entre el bulbo y el suelo genera una gran incertidumbre en el diseño y en ocasiones se ha llegado a fracasos.

Como solución a la incertidumbre generada por la suposición de la adherencia entre el bulbo y el suelo, se acostumbra a realizar pruebas de carga de anclajes con el objeto de verificar en campo los valores supuestos y si es necesario modificar las longitudes del bulbo o las cargas aplicadas.

Estos ensayos son muy importantes al inicio del proceso de construcción de los anclajes. Después de realizados los ensayos de carga se procede a revisar y actualizar el diseño en lo relacionado con los bulbos de anclaje, especialmente cuando se requiere aumentar su longitud.

Tabla 4.3 Resistencia última al esfuerzo cortante entre el bulbo de anclaje y el material en la interface a lo largo del bulbo (Modificado de PTI, 1996).

Tipo de Material	Resistencia Última al Cortante entre el Bulbo y el Material en la Interface Perímetral del Bulbo para Inyecciones por Gravedad. kPa	Resistencia Última al Cortante entre el Bulbo y el Material en la Interface Perímetral del Bulbo para Inyecciones a Presión. kPa
Granito y basalto	1700 a 3100	
Caliza dolomítica	1400 a 2100	
Caliza blanda	1000 a 1400	
Pizarras y lutitas duras	800 a 1400	
Lutitas blandas	200 a 800	
Areniscas	800 a 1700	
Areniscas meteorizadas	700 a 800	
Creta	200 a 1100	
Marga meteorizada	150 a 250	
Concreto	1400 a 2800	
Arcilla limosa blanda		30 a 70
Arcilla limosa		30 a 70
Arcilla dura de plasticidad media a alta	30 a 70	30 a 100
Arcilla muy dura de plasticidad media a alta		70 a 170
Arcilla muy dura, limosa de plasticidad media		270 a 370
Arena de grano medio a fino, densidad media a alta		80 a 370
Arena de grano grueso con grava, densidad media		100 a 600
Arena de grano grueso con grava, densidad densa a muy densa	70 a 140	250 a 900
Arenas limosas		170 a 400
Detritos glaciales densos		300 a 500
Grava arenosa densidad media		200 a 1300
Grava arenosa densa a muy densa		270 a 1300

Tabla 4.4 Valores aproximados de la transferencia de carga en bulbos de anclas pre-tensadas de pequeño diámetro (Sabatini y otros, 1999).

Tipo de Suelo	Densidad Relativa (SPT)	Transferencia Estimada en kN/m
Arena y grava	Suelta	145
	Media densa	220
	Densa	290
Arena	Suelta	100
	Media densa	145
	Densa	190
Arena y limos	Suelta	70
	Media densa	100
	Densa	130
Mezcla de arena y arcilla de baja plasticidad	Dura	30
	Muy Dura	60
Suelta	SPT = 4 a 15	
Media densa	SPT = 15 a 30	
Densa	SPT = mas de 30	

PRESIONES SOBRE ESTRUCTURAS ANCLADAS

La presión de tierras que se desarrolla sobre un muro anclado depende de la magnitud y distribución lateral de las deformaciones del muro. De algunos tipos de muro, como las tablestacas, se puede esperar que sufran deformaciones laterales suficientes para inducir presiones activas en toda su altura.

En este caso se puede diseñar la tablestaca utilizando diagramas de presiones activas de tierra de acuerdo a los métodos de Rankine o de Coulomb.

Para muros anclados construidos de arriba hacia abajo, el patrón de deformaciones es complejo y no es consistente con el desarrollo de presiones activas de Rankine o Coulomb (Sabatini y otros, 1999).

La resistencia del suelo al cortante, la rigidez del muro, la inclinación de las anclas, el espaciamiento y otros detalles afectan la distribución de presiones. Por ejemplo, en las anclas superiores se generan presiones mayores que las activas.

Diagrama de Presiones de Terzaghi y Peck

Los diagramas de presiones de tierra desarrollados por Terzaghi y Peck generan diagramas de presión de tierra relativamente conservadores. Estos diagramas son rectangulares o trapezoidales de acuerdo al tipo de suelo, como se muestra en la figura 4.10. Los diagramas de presiones de Terzaghi y Peck se desarrollaron con base en las siguientes suposiciones:

- Se asume que la excavación tiene una altura de más de seis metros y es relativamente ancha. Los movimientos del muro se suponen lo suficientemente grandes para que se movilice la totalidad de la resistencia del suelo al cortante.
- El nivel de agua se asume por debajo de la base del muro. No se tuvieron en cuenta presiones de agua.
- La masa de suelo se supone homogénea, y el suelo bien drenado para arenas y no drenado para arcillas.
- Las cargas se suponen a corto plazo
- Las cargas se aplican solamente a la parte expuesta del muro y no a la porción de muro enterrado.

Para arcillas la presión aparente se relaciona con el número de estabilidad N_s, el cual se define así:

$$N_s = \frac{\gamma H}{S_u}$$

Donde:

γ = peso unitario total del suelo arcilloso

S_u=resistencia al cortante no drenada promedio de la arcilla por debajo del nivel de la excavación

H = altura de la excavación en metros

Cuando la excavación se encuentra sobre un suelo arcilloso con N_s mayor de 6, m es igual a 0.4.
En otros casos m es igual a 1.0

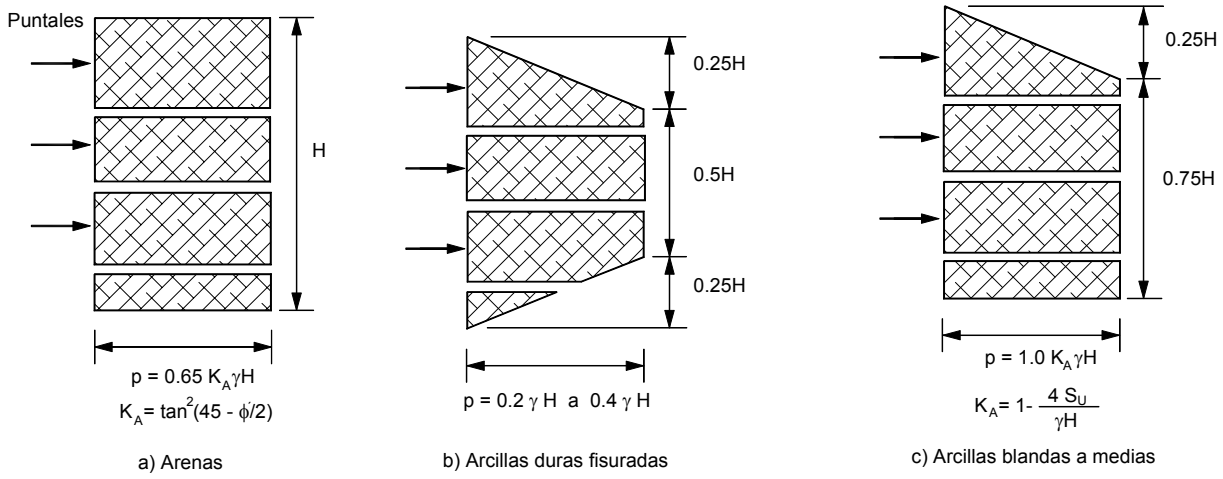


Figura 4.10 Diagrama de presiones de tierra de Terzaghi y Peck (1967).

Presión de tierra para arena
La FHWA recomienda utilizar una versión modificada de los diagramas de Terzaghi y Peck en la forma como se indica en la figura 4.11. Estos diagramas requieren conocer de antemano la localización de las anclas o de los soportes. Los diagramas trapezoidales son más apropiados que los rectangulares, debido a que se asemejan más a las mediciones reales en campo. Para evaluar las presiones, se requiere adicionar la presión de aguas y la fuerza sísmica.

Presiones de tierra en arcillas
Los diagramas originales de Terzaghi y Peck para arcillas fueron desarrollados para soportes temporales y no definitivos. Para condiciones drenadas a largo plazo en arcillas duras o arcillas fisuradas, las presiones de tierra son mayores que las supuestas por Terzaghi y Peck (Figura 4.12).

Magnitud de las Fuerzas que Actúan sobre las Estructuras

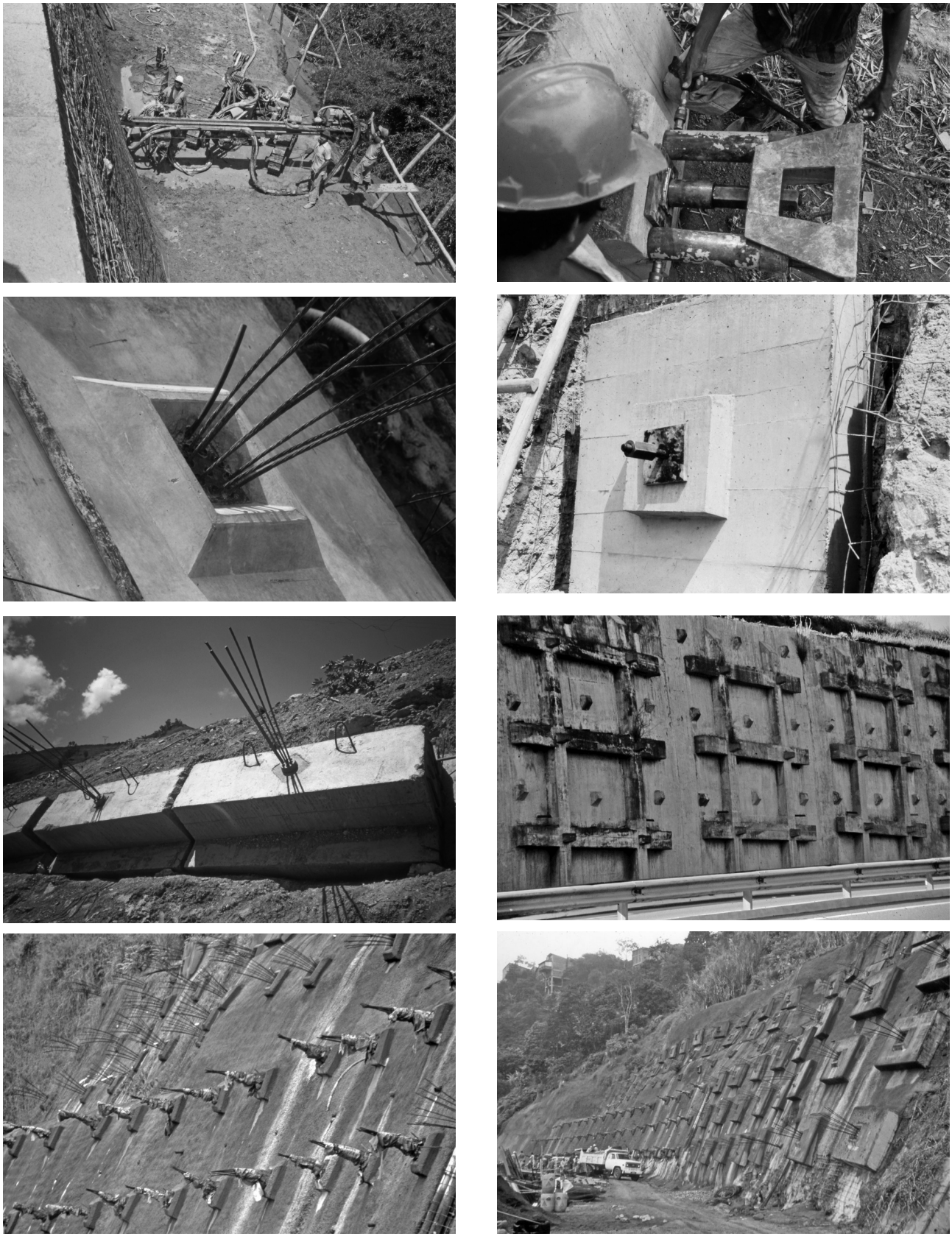
Las fuerzas que actúan sobre las estructuras ancladas se obtienen de dos análisis diferentes cuyos efectos deben evaluarse en forma independiente:

- ***Las presiones de tierras***. Las presiones de tierra actúan directamente sobre los muros, pantallas, o estructuras superficiales. Los muros deben confinar el suelo y por lo tanto deben ser capaces de contrarrestar la totalidad de las fuerzas relacionadas con la presión de tierras. Las presiones de tierra se pueden obtener utilizando los diagramas indicados anteriormente.

- ***Las fuerzas actuantes de inestabilidad del talud***. Estas fuerzas son el resultado del desequilibrio entre las fuerzas que tratan de hacer fallar el talud al cortante (fuerzas actuantes) y las fuerzas que resisten el movimiento (fuerzas resistentes). Las anclas deben ser capaces de soportar esas fuerzas y aumentar el factor de seguridad del talud. Estas fuerzas pueden calcularse mediante un análisis de estabilidad por los métodos de equilibrio límite.

Las estructuras de contención deben ser capaces de contrarrestar tanto la presión de tierras como las fuerzas de deslizamiento del talud, y el diseño debe incluir la cuantificación "por separado" de los dos grupos de fuerzas.

En la mayoría de los deslizamientos, las fuerzas relacionadas con la inestabilidad del talud al cortante son mayores y controlan el diseño. Si el diseño se realiza solamente para soportar las presiones de tierra, se están subestimando las fuerzas y se obtiene como resultado una estructura inestable. Sin embargo, cuando las superficies de falla reales o potenciales son de alta pendiente, las fuerzas debidas a la presión de tierras son mayores y estas controlan el diseño.



Fotografía 4.4 Detalles de los elementos que conforman la estructura anclada.

DISEÑO DE ESTRUCTURAS ANCLADAS

El diseño de muros anclados puede realizarse utilizando varios procedimientos. Los más comunes son el método de la cuña anclada y la utilización de análisis de estabilidad de taludes por los procedimientos de Bishop o de Janbu. Algunos diseñadores utilizan la teoría de presión de tierra de Rankine o Coulomb para calcular las presiones sobre los muros anclados; sin embargo, estas teorías dan resultados totalmente aislados de la realidad porque no tienen en cuenta los elementos geotécnicos en los suelos residuales.

Método de la Cuña Anclada

El diseño propuesto con base en criterios de ingeniería se verifica analizando la estabilidad del bloque de suelo que constituye el macizo de anclaje (Figura 4.13). En caso de que haya anclajes a un solo nivel, la estabilidad del macizo de anclaje se analiza tomando una superficie potencial de falla. Esta superficie va de la base del muro hasta el punto medio de la longitud efectiva de anclaje. Si los anclajes se sitúan por debajo de la base del muro, se elimina este tipo de estabilidad.

La solución de la estabilidad se puede realizar por el polígono de fuerzas o en una forma más precisa, por sumatoria de fuerzas.

Se debe cumplir la condición:

$$T_s \; x \; F_s > TM$$

Donde:

TM = Tracción límite admisible calculada por el análisis global

T_s = Fuerza calculada para garantizar el equilibrio

Cuando esta expresión no se cumple, el cuerpo del anclaje debe alargarse o inclinarse. En el caso de varias líneas de anclaje, habrá que verificar si es necesaria la estabilidad para cada línea de anclaje, de acuerdo a la zona de selle, si se encuentra por encima o por debajo del pie del muro.

Análisis Utilizando Programas de Equilibrio Límite

Los métodos de equilibrio límite son los más utilizados en la actualidad por la facilidad de ejecución (Duncan, 1996). El sistema consiste en colocar una serie de fuerzas vectoriales concentradas, simulando las anclas sobre las dovelas.

En el análisis de estabilidad por los métodos de Fellenius (1936), Bishop (1955), Morgenstern y Price (1965), Spencer (1967), y Janbu (1973), se calcula siguiendo el procedimiento normal de los programas. El análisis consiste en suponer la localización y magnitud de estas fuerzas

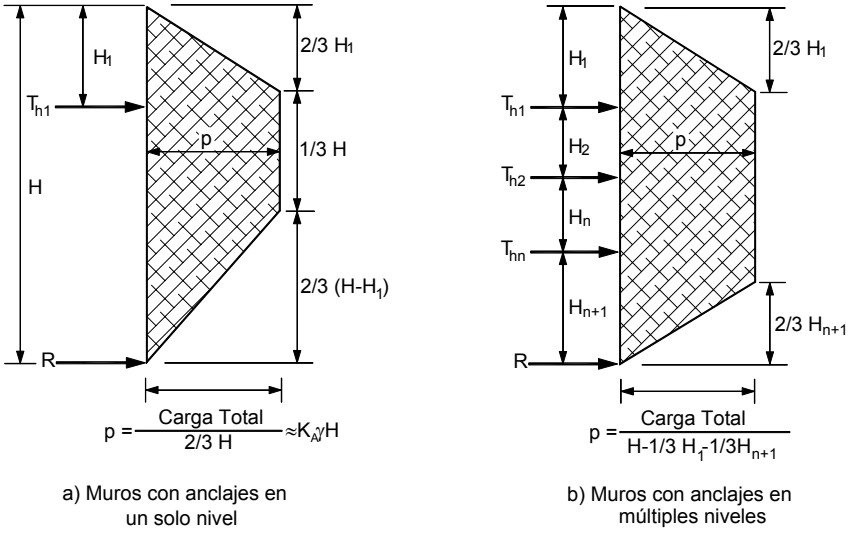


Figura 4.11 Presiones de tierra sobre muros anclados en arenas (Sabatini y otros, 1999).

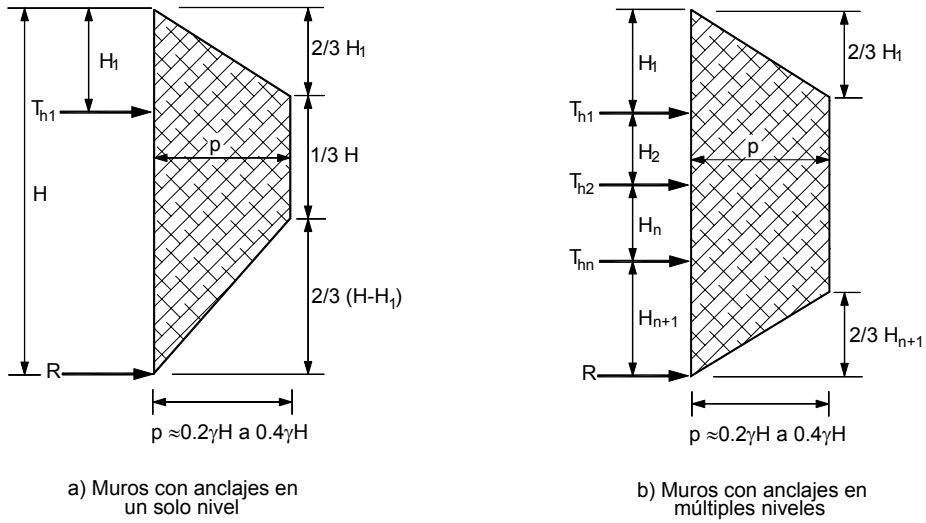


Figura 4.12 Presiones de tierra sobre muros anclados en arcillas duras o fisuradas (Sabatini y otros, 1999).

concentradas y calcular los factores de seguridad resultantes (Hutchinson 1977; Fredlund y Krahn 1977; Zhu y otros, 2001). No existe una metodología universalmente aceptada de cómo se deben colocar las fuerzas para analizar la estabilidad y cada paquete de software utiliza su propio sistema. Por esta razón, se debe ser muy cuidadoso en conocer cómo se manejan las fuerzas de anclaje en el programa de software que se utilice, si las fuerzas se aplican concentradas o se distribuyen sobre la superficie de falla.

En la realidad, las cargas no se aplican concentradas sobre la superficie de falla sino que se reparten en la forma explicada por Zhu y otros (2005) (Figura 4.14).

Consideraciones a Tener en Cuenta en el Diseño

La FHWA (Weatherby, 1998) recomienda tener en cuenta las siguientes consideraciones especiales en el diseño de estructuras ancladas:

- ***Estimar los desplazamientos***. Se deben calcular las deformaciones de la masa de suelo y los movimientos diferenciales en las pantallas.

- ***Diseñar ante la corrosión.*** La mayoría de las fallas de corrosión ocurren en el ancla, cerca a la pantalla.

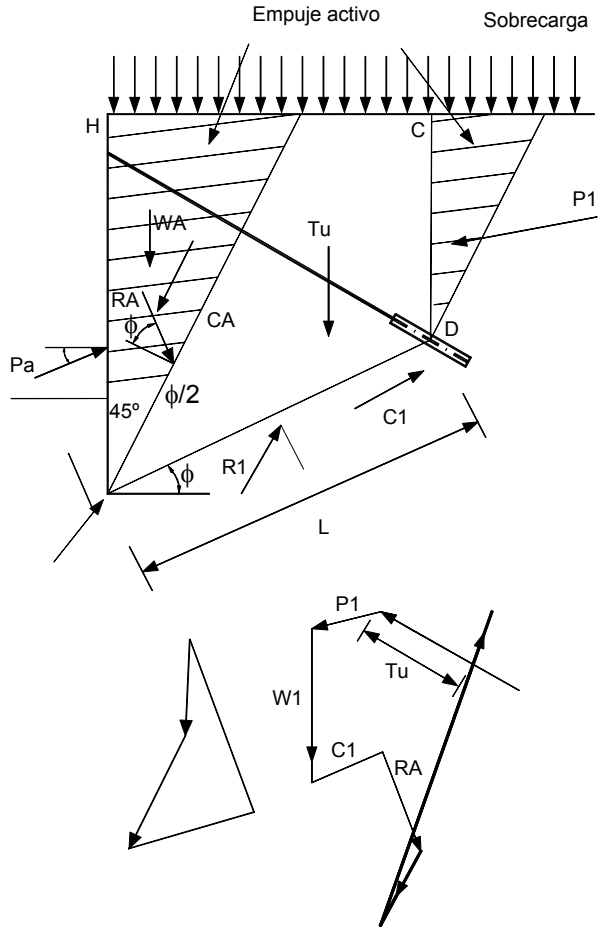


Figura 4.13 Diagrama general de anclajes en un muro anclado.

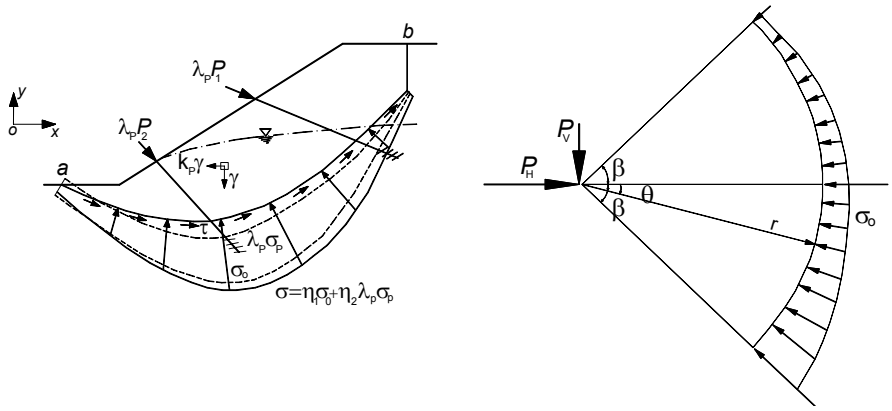


Figura 4.14 Distribución de las fuerzas ejercidas por los anclajes sobre la superficie de falla (Zhu y otros, 2005).

- ***Calcular correctamente las fuerzas de deslizamiento.*** Las fuerzas inducidas deben calcularse con un factor de seguridad adecuado.

- ***Tener en cuenta las cargas externas.*** Las cargas generadas por las vías, puentes, guardarieles y otras deben sumarse a las cargas del suelo.

- ***Diseño sismoresistente.*** Las estructuras pretensadas son muy vulnerables a la acción de las cargas sísmicas.

- ***Diseño de la fachada.*** La pantalla, zapatas o muro exterior deben diseñarse para capacidad de soporte y para punzonamiento.

- ***Etapas en el proceso constructivo.*** En el diseño deben tenerse en cuenta las cargas en las diversas etapas del procedimiento constructivo.

Proceso de Diseño de Estabilización de Taludes

El procedimiento de diseño de estabilización de taludes utilizando estructuras ancladas pretensadas se presentan en la tabla 4.5. El diseño incluye el cálculo de las cargas sobre las estructuras y los factores de seguridad de los taludes.

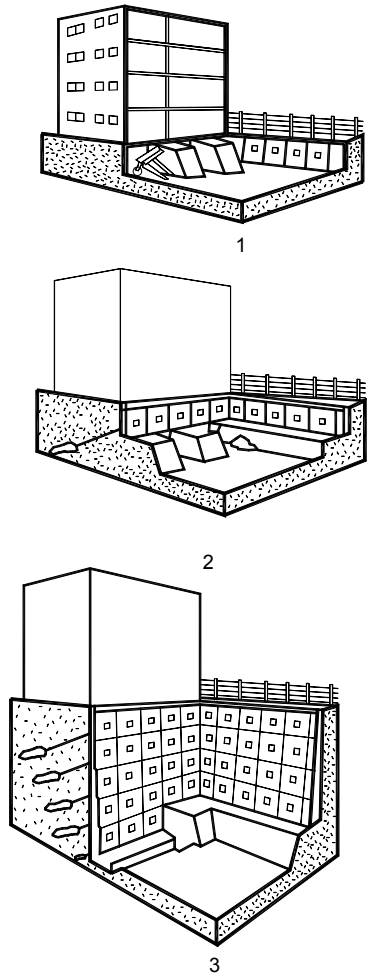


Figura 4.15 Procedimiento de construcción de un sótano con pantalla anclada.

Tabla 4.5 Procedimiento para el diseño de estructuras con anclas pretensadas.

Paso 1	**Determinar la Viabilidad del Uso de Estructuras Ancladas** Analizar las restricciones de derecho de vía, materiales, equipos, estructuras existentes, aspectos ambientales, estética, sensitividad, movimientos de tierra, costos, etc.
Paso 2	**Obtener y Analizar la Información Geotécnica del Deslizamiento o el Talud** Topografía, extensión lateral, perfil de suelo, niveles freáticos, parámetros para el análisis, superficie de falla, sismicidad, etc.
Paso 3	**Escoger el Tipo de Estructura** Muro de gravedad anclado, pantalla anclada, tablestaca anclada, elementos individuales o zapatas con anclas. Predimensionar los elementos superficiales de la estructura: altura, inclinación, localización probable, procedimiento constructivo, etc. (Figura 4.15).
Paso 4	**Evaluar las Presiones de Tierra** Seleccionar la distribución de presiones de tierra que actúan sobre la cara posterior de la estructura supuesta. Incluir fuerzas sísmicas, de agua, expansión del suelo, etc.
Paso 5	**Evaluar el Factor de Seguridad del Talud Existente** Analizar el factor de seguridad a falla general del talud conformado para la colocación de la estructura, pero sin la estructura anclada. Calcular el factor de seguridad utilizando un software de equilibrio límite. Se diseña para el factor de seguridad mínimo.
Paso 6	**Suponer Heurísticamente la Localización, Inclinación y Longitud de las Anclas** Tener en cuenta limitaciones de derechos de vía, localización de materiales de suelo o roca competentes para los bulbos y para los apoyos superficiales, localización de estructuras enterradas, sótanos de construcciones, redes de servicios, etc.
Paso 7	**Calcular por Ensayo y Error las Tensiones que se deben Aplicar a cada Ancla** Se requiere lograr un factor de seguridad para contrarrestar las presiones de tierras (Mínimo FS=1.5), y los factores de seguridad para estabilidad estática y dinámica del talud. Los dos análisis se realizan por separado y en ambos casos se deben cumplir los factores de seguridad. En lo posible se desea que todos los anclajes tengan la misma tensión.
Paso 8	**Diseñar el Tipo de Ancla** Cable o varilla de acero, tipo de inyección, diámetro de perforación.
Paso 9	**Diseñar Longitud y Características de los Bulbos.** Si se requiere se deben aumentar las longitudes. Calcular los factores de seguridad al arrancamiento (F.S. mayor de 2.0).
Paso 10	**Diseñar las Estructuras Superficiales** Chequear la capacidad de soporte y los esfuerzos internos a cortante y a flexión, y realizar el diseño estructural. Proyectar los elementos de la fachada. Los elementos de fachada deben diseñarse para punzonamiento y capacidad de soporte. Se deben calcular los asentamientos o deformaciones del suelo por acción de las cargas.

REFERENCIAS CAPÍTULO 4

Bishop, A.W. (1955). "The use of the slip circle in the stability analysis of earth slopes". Geotechnique, 5(1): 7–17.

Cornforth, D.H. (2005). "Landslides in Practice Investigation, Analysis, and Remedial Preventative Options in Soils". John Willey & Soins, Inc. Hoboken, New Jersey. p 596.

Department of the Navy (1983). "Soil Dynamics, Deep Stabilization, and Special Geotechnical Construction". Design Manual 7.3, Alexandria, Virginia.

Duncan, J.M. (1996). "State of the art: limit equilibrium and finiteelement analysis of slopes". Journal of Geotechnical Engineering,ASCE, 122(7): 577–596.

Fellenius, W. (1936). "Calculation of the stability of earth dams". In Transactions of the 2nd Congress on Large Dams, Washington, D.C. Vol. 4, pp. 445–462.

Fredlund, D.G., Krahn, J. (1977). "Comparison of slope stability methods of analysis". Canadian Geotechnical Journal, 14(3):429– 439.

Hutchinson, J.N. (1977). "Assessment of the effectiveness of corrective measures in relation to geological conditions and types of slope movement". In General Report on Theme 3, Symposium on Landslides and Other Mass Movements, Prague. IAEG Bulletin, 16: 131–155.

Janbu, N. (1973). "Slope stability computations". In Embankment dam engineering, Casagrande memorial volume. Edited by E. Hirschfield and S. Poulos. John Wiley & Sons, New York. pp. 47–86.

Johnson L. M., Turner J. P. (2003). "Performance of permanent ground anchors for landslide stabilization". FHWA –WY-03/02F. p. 82.

Littlejohn, G.S. (1990). "Ground Anchorage Practice", Design and Performance of Earth Retaining Structures, Geotechnical Special Publication No. 25, P.C. Lambe and L.A. Hansen, ASCE, New York, NY, pp. 692-733.

Littlejohn, G.S., Bruce D.A. (1977). "Rock Anchors-state of the art". Design in Ground Engineering, Vol.8, No. 4, pp. 41-48.

Morgenstern, N.R. (1982). "The Analysis of Wall Supports to Stabilize Slopes". Application of Walls to Landslide Control Problems, Proceedings ASCE National Convention, Las Vegas, Nevada, April 29 1982, pp 29.

Morgenstern, N.R., Price, V.E. (1965). "The analysis of the stability of general slip surfaces". Geotechnique, 15(1): 79–93.

Post-Tensioning Institute (1996). "Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors". Phoenix, Arizona.

Sabatini, P.J., Elias,V., Schmertmann, G.R., Bonaparte, R. (1997). "Earth Retaining Systems". Geotechanical Engineering Circular No 2 Report FHWA-SA-96-038 Office of Technology Application, FHWA, Washington, DC, 161 pp.

Sabatini, P.J., Pass, D.G., Bachus, R.C. (1999). "Ground Anchors and Anchored Systems", Geotechnical Engineering Circular No. 4, Publication No. FHWA-IF-99-015, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Schaefer, V.R. (1997). "Soil Improvement and Geosynthetics", Ground Improvement, Ground Reinforcement, Ground Treatment, Developments 1987-1997, ASCE.

Schnabel, H. (1982). "Tiebacks in Foundation Engineering and Construction". McGraw-Hill, New York, NY.

Spencer, E. (1967). "A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces". Geotechnique, 17(1): 11–26.

Weatherby D.E., Nicholson, P.J., (1982). "Tiebacks Used for Landslide Stabilization", Proceedings ASCE National Convention, Application of Walls to Landslide Control Problems, pp 44-60.

Weatherby, D.E. (1998). "Summary Report of Research on Permanent Ground Anchor Walls, Vol. 4: Conclusions and Recommendations", FHWA-RD-98-068, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Weatherby, D.E. (1998). "Design manual for permanent ground anchor walls". FHWA RD-97-130.

Zhu D.Y., Lee C.F., Chan D.H., Jiang H.D. (2005). "Evaluation of the stability of anchor-reinforced Slopes". Can. Geotech. J. 42: p. 1342–1349.

Zhu, D.Y., Lee, C.F., Qian, Q.H., Zou, Z.S., Sun, F. (2001). "A new procedure for computing the factor of safety using the Morgenstern–Price method". Canadian Geotechnical Journal, 38(3):882–888.

Capítulo **5**

Pernos, Clavos y Micropilotes

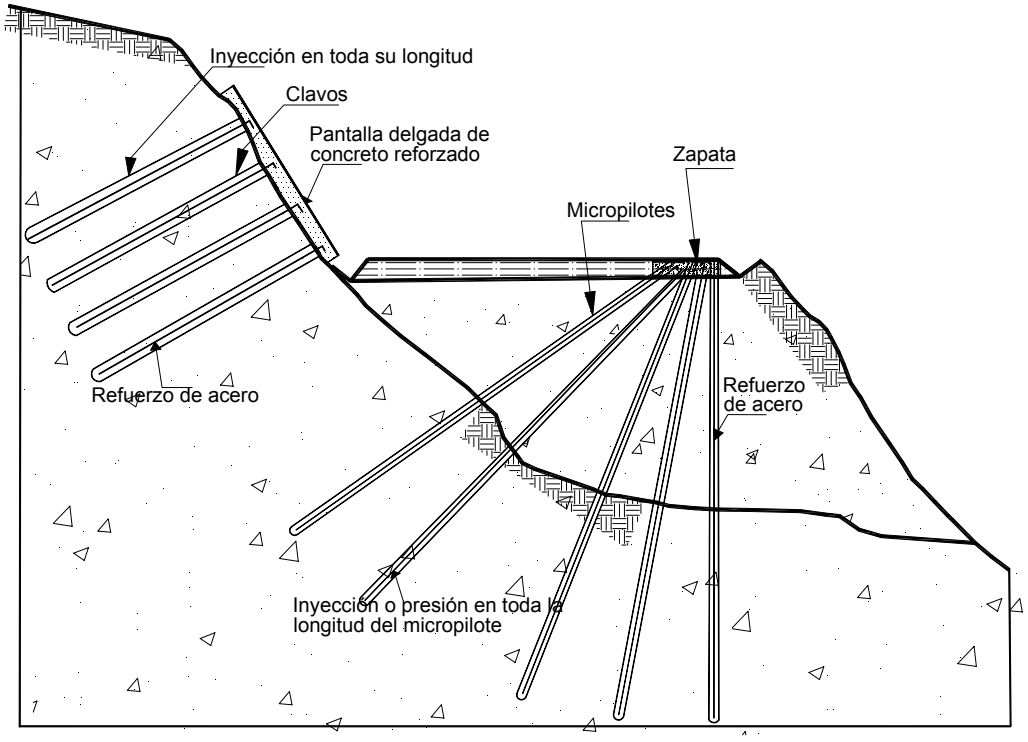


Figura 5.1 Uso de clavos y micropilotes para estabilizar los taludes de una vía.

Los pernos, clavos y micropilotes son inclusiones pasivas de refuerzo de acero con lechada de cemento, colocadas dentro de una masa de suelo o roca, con el objeto de mejorar su estabilidad. Los pernos se utilizan principalmente en macizos de roca para evitar movimientos relativos de los bloques.

Los clavos se colocan en suelos residuales o materiales relativamente duros para dar rigidez los taludes, y los micropilotes son estructuras pasivas de soporte o estabilización.

Los tres sistemas son similares en su estructura pero su mecanismo de trabajo es diferente. Las inclusiones pasivas son utilizadas con mucha frecuencia como herramienta de estabilización, especialmente en taludes de carreteras.

En la figura 5.1 se muestra un caso de estabilización del terraplén de una vía utilizando micropilotes y del talud superior en corte con una estructura de clavos. En la figura 5.2 se presentan dos ejemplos de estabilización de macizos de roca por medio de pernos.

PERNOS

Los pernos son elementos estructurales generalmente constituidos por varillas de acero colocadas dentro de una perforación, la cual se inyecta posteriormente con cemento para unir la varilla al macizo de roca.

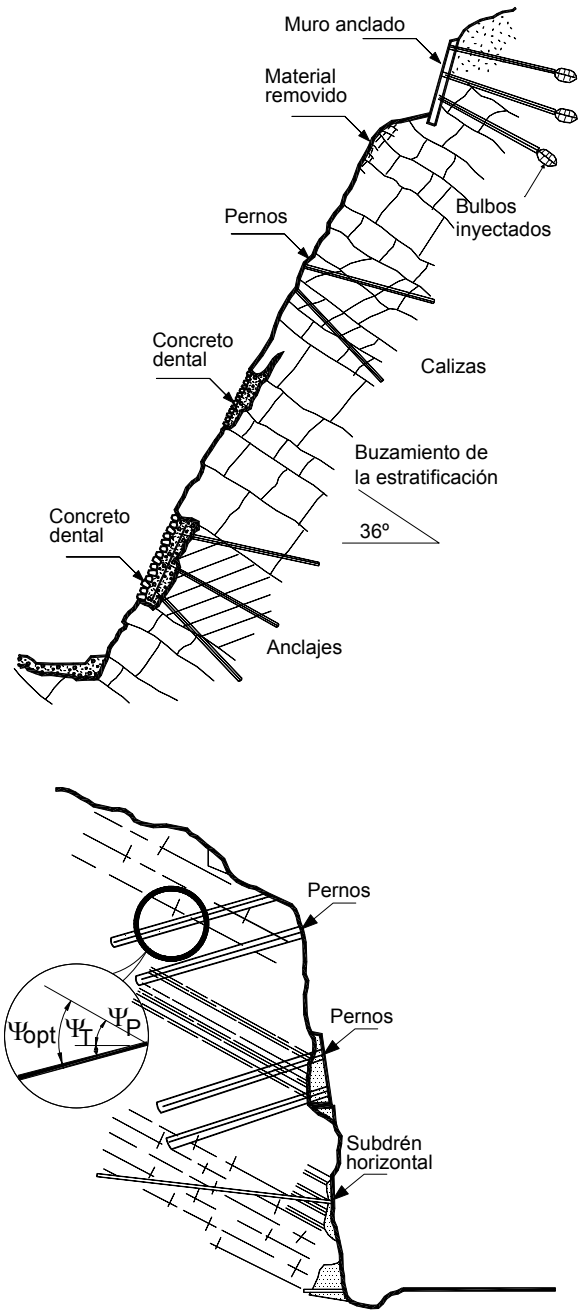


Figura 5.2 Estabilización de un manto rocoso utilizando pernos

Realmente lo que ocurre es un refuerzo del macizo de roca por intermedio de la varilla. En esta forma se pueden evitar los caídos de roca y en ocasiones, los deslizamientos de macizos de roca fracturada con discontinuidades muy espaciadas.

El diseño de los pernos generalmente es empírico basado en un análisis de las discontinuidades en el macizo y de la estabilidad de los bloques. La parte más importante del diseño es determinar la localización, ángulo de inclinación y longitud de cada perno.

El detalle común de las tecnologías de pernos es que minimizan la relajación o desprendimiento de los bloques de roca (Hoeck, 1983). Una vez los bloques se sueltan, es muy difícil recobrar la estabilidad completa del macizo, por eso es muy útil que se realice la colocación de anclajes previamente a una excavación (Wyllie y Norrish, 1996).

Este prerefuerzo se puede lograr instalando anclajes a medida que se avanza con el corte instalando pernos en la cresta de éste, antes de la excavación.

Los pernos tienen similitud con los anclajes pero no son pretensados. Generalmente son varillas de acero cementadas a la roca y con una platina y tuerca en la cabeza. Los pernos tienen menos de 10 metros de largo y se utilizan para reforzar bloques sueltos o mantos de roca. Su longitud depende de la geometría del macizo. Su espaciamiento típico es de 2 a 3 metros.

El perno se fija a la roca utilizando una resina, un cemento o por un sistema mecánico (Figura 5.3). El sistema de resina incluye cartuchos de un líquido y de un endurecedor, los cuales se mezclan en un tiempo de curado que varía de acuerdo al producto entre 1 y 90 minutos. El tiempo de curado también depende de la temperatura ambiente. El sistema consiste en insertar los cartuchos en el hueco para llenar el espacio entre el hueco y el perno.

Es importante que el diámetro del hueco y el tamaño de la varilla estén dentro de una tolerancia especificada, en tal forma que la resina se mezcle y funcione correctamente. La barra se introduce en el hueco y se mezcla la resina haciéndola rotar.

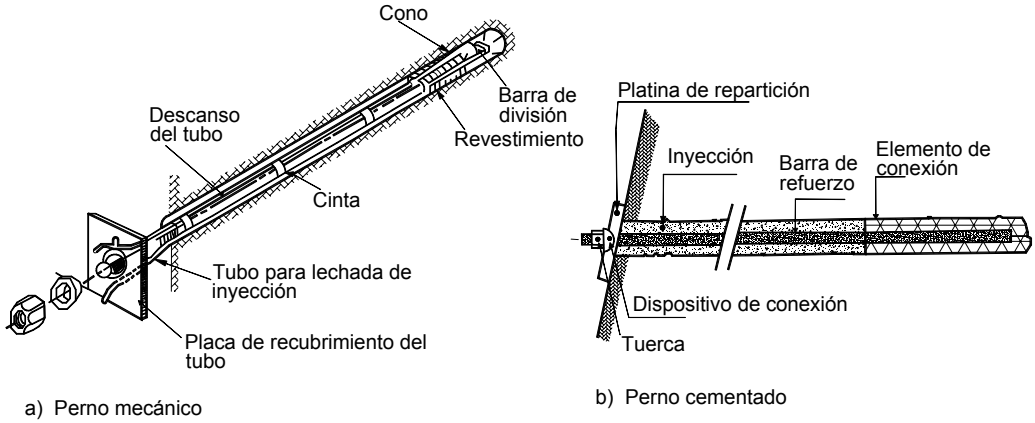


Figura 5.3 Tipos de pernos.

La principal ventaja de los pernos con resina es la simplicidad y velocidad de instalación y la desventaja es que la capacidad de los pernos se limita generalmente a 400 kN y el hecho de que solamente se pueden utilizar barras rígidas. Además, la resina no es tan efectiva para controlar la corrosión como el cemento.

LOS CLAVOS (“NAILS”)

Los clavos fueron desarrollados en Europa y la primera aplicación fue en Francia en 1972 (Rabejac y Toudic, 1974). El sistema de clavos o “Soil Nailing” es un método de refuerzo *in-situ* utilizando refuerzos inyectados capaces de movilizar resistencia a tensión en el caso de ocurrencia de un movimiento. El término “Nail” se utiliza en todos los idiomas y la traducción al español “clavo” tiene una utilización menor.

Se diferencian de los pilotes en cuanto que los clavos no resisten cargas laterales a flexión, y de los anclajes pretensionados en que son pasivos (No se pretensionan) (Figura 5.4). Los clavos requieren espaciamientos menores que los anclajes y actúan como un refuerzo del suelo aumentando la resistencia interna del macizo al cortante.

Elementos Constitutivos de los Clavos

Los clavos pueden ser varillas de acero, tubos o cables que se introducen dentro del suelo natural o la roca blanda y son inyectados dentro de huecos pre-perforados (Figura 5.5). En la cabeza se puede colocar una platina y rosca o puede colocarse la varilla doblada.

Superficialmente se coloca una pantalla de concreto lanzado reforzada para darle continuidad superficial y apoyo a los refuerzos. Generalmente son espaciados a distancias relativamente pequeñas. Los clavos pueden ser hincados o inyectados en perforaciones previamente realizadas.

Junto con el suelo estos clavos forman una estructura de suelo reforzado. Comúnmente se utiliza un clavo por cada uno o seis metros cuadrados de suelo de superficie. Los clavos se utilizan para estabilizar cortes y permitir la construcción de arriba hacia abajo.

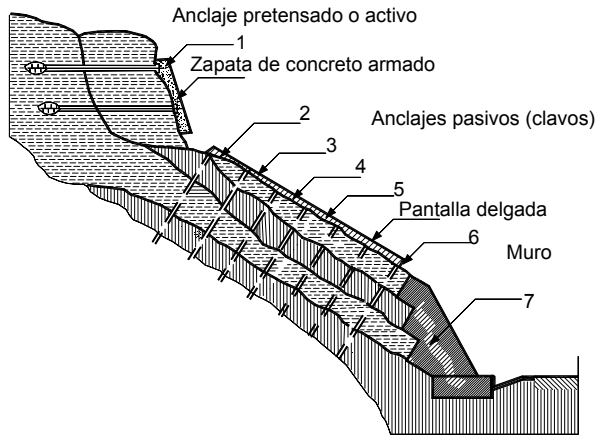


Figura 5.4 Clavos vs. anclajes. Los anclajes son pretensionados y los clavos son pasivos (sin pretensionamiento).

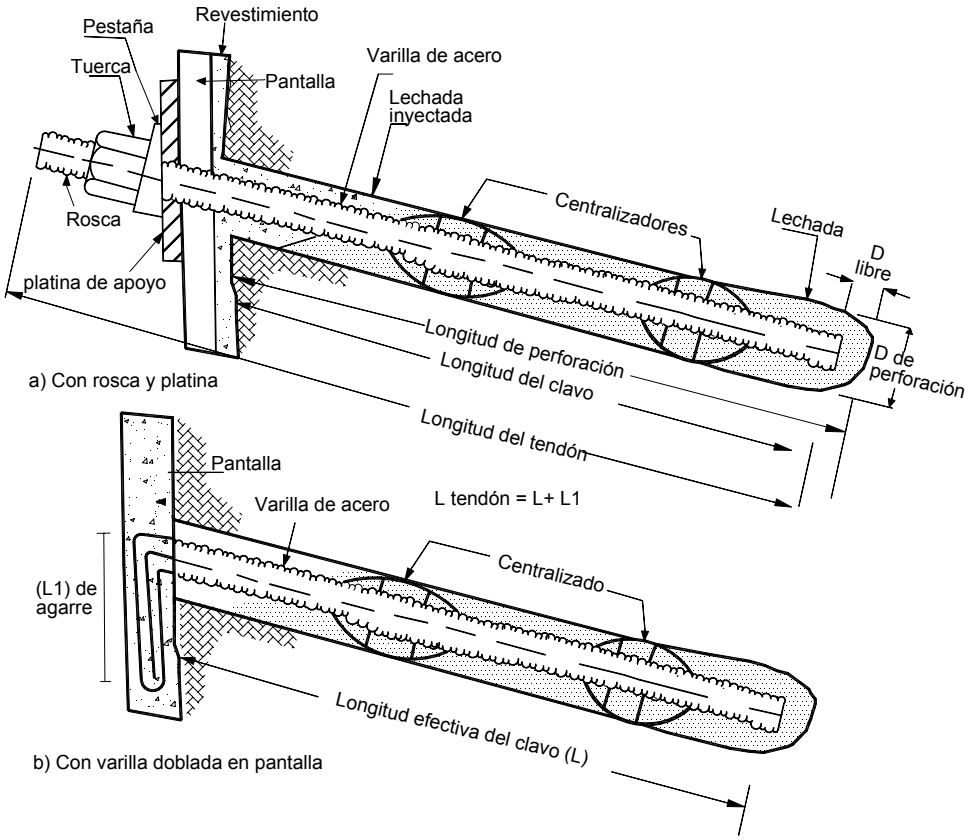


Figura 5.5 Esquemas de los tipos de clavo.

La estabilidad de la superficie del terreno es controlada por una capa delgada de concreto lanzado, de 12 a 18 centímetros de espesor con una malla de refuerzo. Estas estructuras se les utilizan tanto en suelos granulares como cohesivos.

Funcionamiento de los Clavos

La estabilidad de una estructura claveteada se basa en los siguientes factores:

- Desarrollo de fricción o adhesión en la interface suelo-clavo (Refuerzo del suelo).
- Resistencia pasiva desarrollada a lo largo de la superficie perpendicular a la dirección del clavo.
- Transferencia de cargas a través de suelos sueltos o blandos a un material mucho más competente.

Los sistemas de clavos son relativamente flexibles y por lo tanto resistentes a fuerzas sísmicas; sin embargo, el comportamiento dinámico de estas estructuras es relativamente desconocido. Se sabe que se comportan muy bien en los sismos, pero se requiere desarrollar sistemas de diseño para éstos.

Esta tecnología ha sido utilizada especialmente para la estabilización de excavaciones temporales y hay alguna preocupación sobre la rata de corrosión del material utilizado; sin embargo, en el mercado han aparecido materiales y protecciones de alta resistencia a la corrosión.

Elías (1991) y Byrne (1992), presentan algunos sistemas de diseño. Debe tenerse en cuenta que algunos de los procedimientos de instalación de clavos están protegidos por patentes.

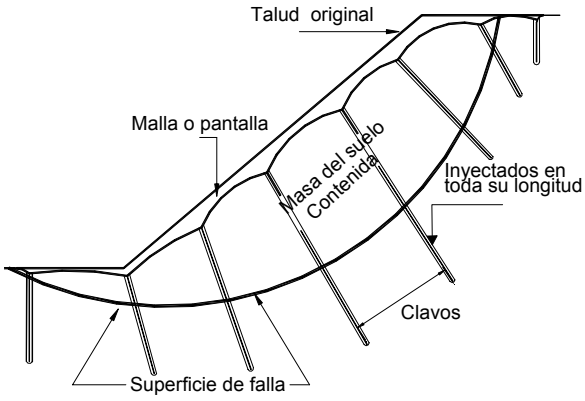


Figura 5.6 Esquema de clavos en un deslizamiento.

Aplicaciones de las Estructuras Claveteadas

Los clavos son muy utilizados para las siguientes situaciones:

- Excavaciones semiverticales en cortes de carreteras
- Estribos de puentes
- Estructuras provisionales para reparación de otras estructuras.
- Estabilización de taludes en rocas fracturadas y meteorizadas, suelos residuales y saprolitos (Figura 5.6).
- Estructuras de contención para la protección de cimientos sobre taludes.

Ventajas de los Clavos

Las principales ventajas de los clavos con relación a otros sistemas de anclajes o a muros de concreto armado son las siguientes (Abramson y otros, 2002; Lazarte y otros, 2003; Xanthakos y otros 1994):

- Bajo costo. Las varillas de acero son más económicas que los torones o cables. El concreto lanzado entre clavos es delgado
- Requiere profundidades menores de refuerzo que los muros anclados.
- Permite la excavación por tramos y de arriba hacia abajo (Figura 5.7).
- La instalación de los clavos es relativamente rápida.

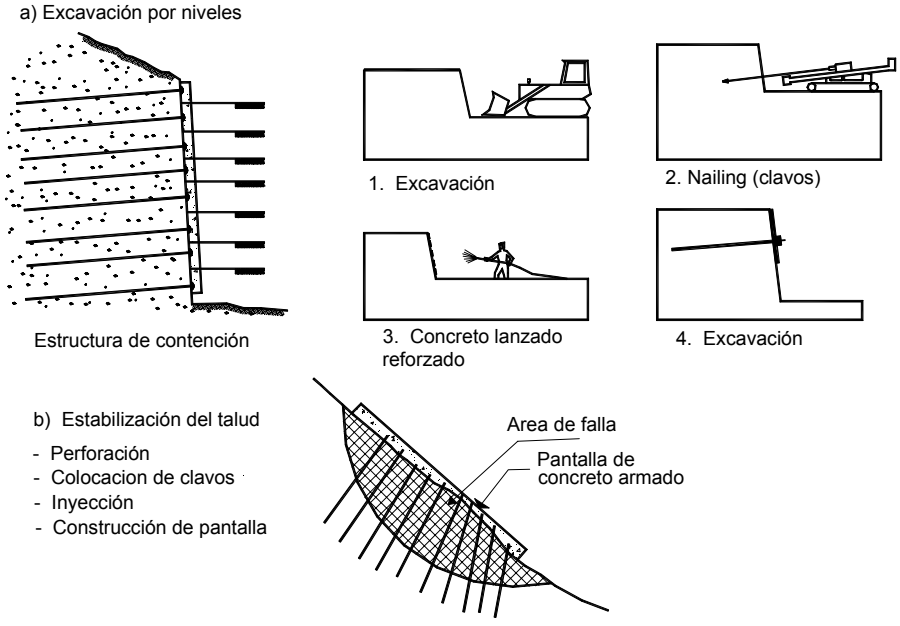


Figura 5.7 Esquema general de la construcción de clavos.

- Utilizan equipos livianos. Los clavos se construyen utilizando equipos convencionales de perforación e inyección y pueden ser utilizados en sitios con difícil acceso y espacio limitado.

- Adaptación a diferentes condiciones de suelo. En suelos heterogéneos donde aparecen bloques de roca, los clavos perforados tienen grandes ventajas constructivas sobre los pilotes o los anclajes de gran diámetro.

- Flexibilidad. Las estructuras de clavos son más flexibles que las de concreto armado y resisten mayores movimientos diferenciales.

- Redistribución de los esfuerzos. Si por alguna razón un clavo se sobre-estresa, la carga se redistribuye a los clavos vecinos y no falla la estructura total.

- Comportamiento sísmico. Los clavos se comportan muy bien en el caso de sismos.

Desventajas de los Clavos

Las desventajas de los clavos son las siguientes (Lazarte y otros, 2003; Xanthakos y otros 1994):

- Se requiere mayor número de refuerzos que en una pantalla anclada.

- El sistema de clavos no es eficiente en suelos blandos y se requiere cierta rigidez de los materiales del talud.

- Los taludes deben ser lo suficientemente resistentes para resistir las excavaciones sin fallar.

- Para que funcione el sistema, se requiere que ocurra deformación en el suelo para movilizar la resistencia de los clavos.

- Para poder aplicar el concreto lanzado no debe aflorar agua freática sobre la fachada del muro.

- Es difícil construir sistemas de drenaje confiables.

- Se puede requerir alivio de presiones para poder construir la estructura.

- El número de clavos es de tal magnitud que puede ocurrir interferencia con redes de servicios públicos en zonas urbanas.

Tipos de Material para la Aplicación de Clavos

Los clavos se pueden construir en una gran variedad de suelos, pero generalmente se requiere que la excavación vertical del muro pueda realizarse por tramos no soportados, que no exista nivel freático y que no se requiera encamisado de las perforaciones por unas pocas horas mientras se coloca el clavo.

Este sistema es mucho más efectivo en suelos granulares cementados, en rocas meteorizadas, suelos residuales y en arcillas limosas duras. El suelo debe tener suficiente resistencia para resistir un talud vertical de aproximadamente dos metros de altura sin deformación.

Los suelos preferidos para la colocación de clavos son los siguientes:

Roca meteorizada y suelos residuales. La roca meteorizada es un excelente material de soporte para los clavos y estos actúan en forma muy efectiva para evitar los movimientos horizontales, las inclinaciones y los deslizamientos superficiales. Es deseable que la meteorización sea relativamente uniforme aunque no es un requerimiento obligatorio.

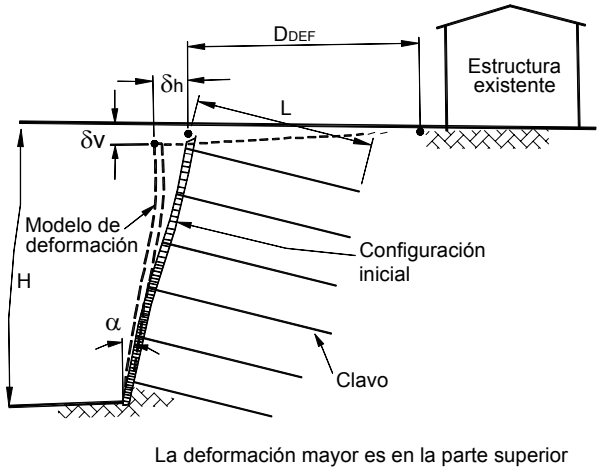


Figura 5.8 Deformaciones de los muros de clavos (Byrne y otros, 2008)

Suelos granulares cementados. Incluyen las arenas y gravas con valores de N en el ensayo SPT de más de 30 golpes/pie y más del 10% de finos. Se requiere que la cohesión sea mayor de 5 Kpa (Lazarte y otros, 2003).

Suelos cohesivos duros. Los suelos cohesivos duros, las arcillas, arcillas limosas, limos arcillosos, arcillas arenosas y otras combinaciones permiten la colocación de clavos. Como criterio se requiere que el valor de N en el ensayo SPT sea de más de 9 golpes/pie. En lo posible el índice plástico debe ser menor de 15 y la cohesión superior a 10 Kpa.

No es recomendable la construcción de clavos en las siguientes situaciones:

- Suelos granulares secos, sin finos y poca cohesión.

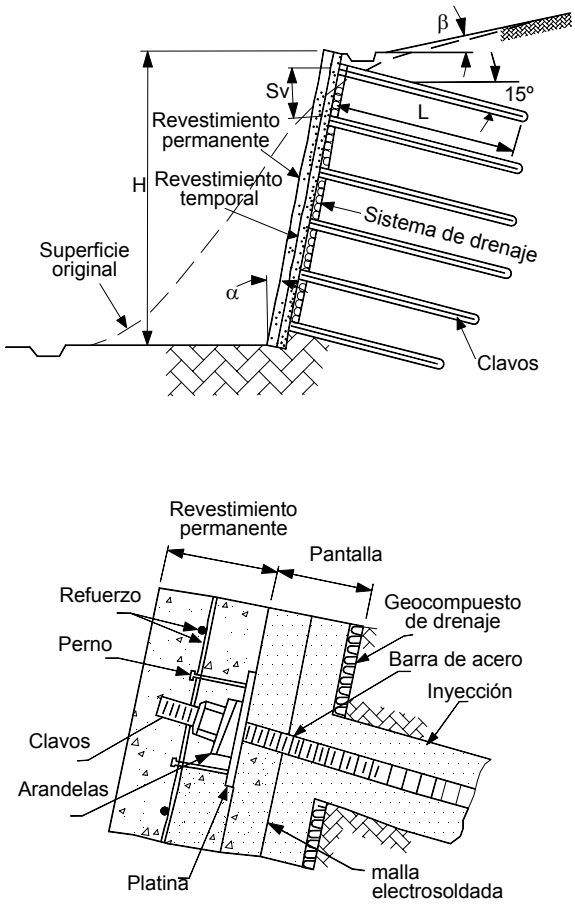


Figura 5.9 Sección típica de una pared de clavos y detalles del sistema utilizado en los Estados Unidos para las cabezas de los clavos (Modificado de Lazarte y otros, 2003).

- Arcillas blandas
- Suelos con grandes bloques de roca
- Suelos con niveles freáticos
- Suelos orgánicos
- Suelos corrosivos

Deformaciones de las Estructuras de Clavos

Las observaciones de campo han demostrado que la deformación de un muro de clavos es mayor en la parte superior que en la parte inferior, generándose un desplazamiento similar a un volteo (Figura 5.8).

Para muros diseñados con los factores de seguridad especificados, Clouterre (1991) indicó que las deformaciones en la parte superior del muro eran de aproximadamente 0.1% de la altura del muro H en suelos duros y rocas meteorizadas y 0.3%H en suelos arcillosos.

Clough y O'Rourke (1990) mostraron que los movimientos horizontales de un muro de clavos promedian 0.2%H, lo cual está de acuerdo con la investigación de Clouterre.

Teniendo en cuenta que las deformaciones son superiores en la parte alta del muro, la primera hilera de clavos no debe tener una profundidad superior a 90 centímetros por debajo de la corona del muro (Cornforth, 2005).

Resistencia de los Clavos a los Sismos

Los muros en clavos se comportan muy bien en las regiones sísmicas, debido a su flexibilidad que hace que los refuerzos controlen los esfuerzos sísmicos fácilmente.

Ensayos sobre clavos realizados en California después del sismo de Loma Prieta de magnitud 7.5 en 1989 con el 150% de su carga de diseño, mostraron que no se presentó pérdida alguna en su capacidad por acción del sismo (Felio y otros, 1990).

Las estructuras de clavos se comportan más eficientemente que los anclajes pretensados, en el caso de sismos.

Elementos Básicos de una Estructura de Clavos

Los clavos consisten en perforaciones en las cuales se coloca una varilla de acero y luego se inyecta con lechada, como se muestra en la figura 5.9.

Los componentes típicos de un muro de clavos son los siguientes:

Perforación. Las perforaciones se realizan utilizando algunos de los muchos sistemas disponibles de perforación incluyendo rotación, percusión, roto-percusión y "auger". La selección del tipo de perforación generalmente, depende de la disponibilidad de equipos en la localidad. Sin embargo, en ocasiones el diseñador especifica un sistema de perforación de acuerdo a las condiciones del sitio y especialmente cuando se requiere proteger estructuras o utilidades cercanas. Los diámetros de las perforaciones varían entre 4 y 12 pulgadas y los diámetros más comunes son los de 5 a 8 pulgadas.

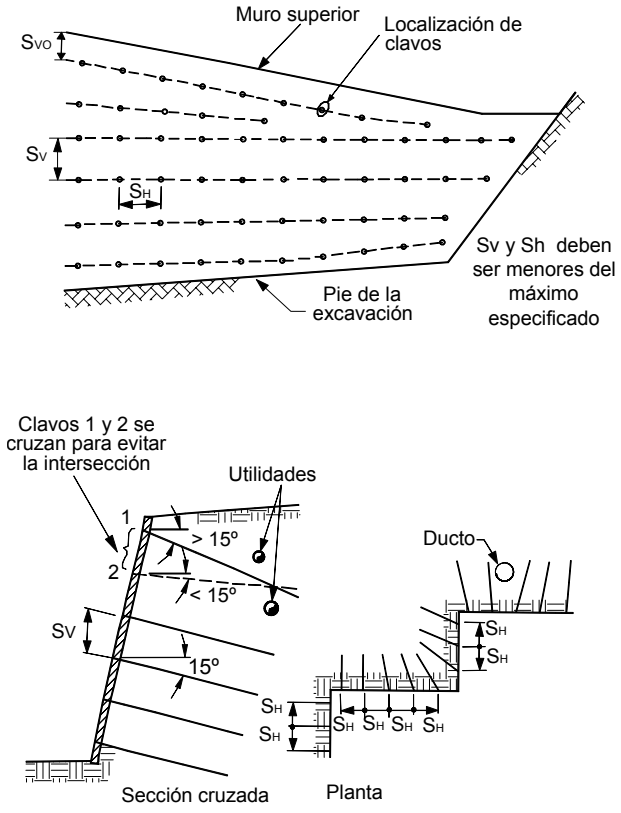


Figura 5.10 Patrones para la colocación de clavos en situaciones complejas (Lazarte y otros, 2003)

La inclinación de las perforaciones varía generalmente de 10° a 20° y la típica es de 15°. Las inclinaciones de menos de 10° no son recomendables por la dificultad para inyectar la lechada. En ocasiones se requieren inclinaciones diferentes para evitar ductos o estructuras, o para que no se presente traslapo entre los clavos (Figura 5.10).

Los espaciamientos varían generalmente entre 1 y 3 metros. Entre mayor sea el espaciamiento mayor es la carga sobre los clavos y menor su efectividad como estructura de contención. El espaciamiento horizontal es comúnmente el mismo vertical. En ocasiones se especifica un espaciamiento mínimo y uno máximo para lograr los efectos deseados.

Las longitudes de los clavos dependen de la localización de la superficie de falla real o potencial. Es muy común que se utilicen longitudes uniformes, pero en ocasiones se diseñan longitudes diferentes de acuerdo a las características geológicas y al comportamiento de la estructura. Comúnmente los clavos superiores son más largos que los inferiores.

Barras de acero de refuerzo. El componente principal de un clavo es una varilla de acero sólida, la cual se coloca en las perforaciones pre-excavadas y luego se inyecta. Se utilizan generalmente varillas con resistencia a la tensión de 420 a 520 MPa (grado 60 o 75). Se utilizan diámetros entre 19 y 43 milímetros (varillas número 6 a número 14). Las longitudes de los refuerzos generalmente se ajustan a las longitudes comerciales de las varillas (6, 12 y 18 metros). En los Estados Unidos se acostumbran varillas con la punta roscada, con el objeto de colocar una pequeña fuerza de tensión utilizando una tuerca y una llave.

Centralizadores. Los centralizadores son elementos de PVC u otro tipo de plástico que se instalan a lo largo de la varilla, en espaciamientos de aproximadamente 2.0 metros. El objeto de estos centralizadores es evitar el contacto del refuerzo con el suelo.

Protección contra la corrosión. Se recomienda que la varilla de acero tenga una protección adicional contra la corrosión. Este requisito puede obviarse si se garantiza que la lechada es suficiente protección contra la corrosión.

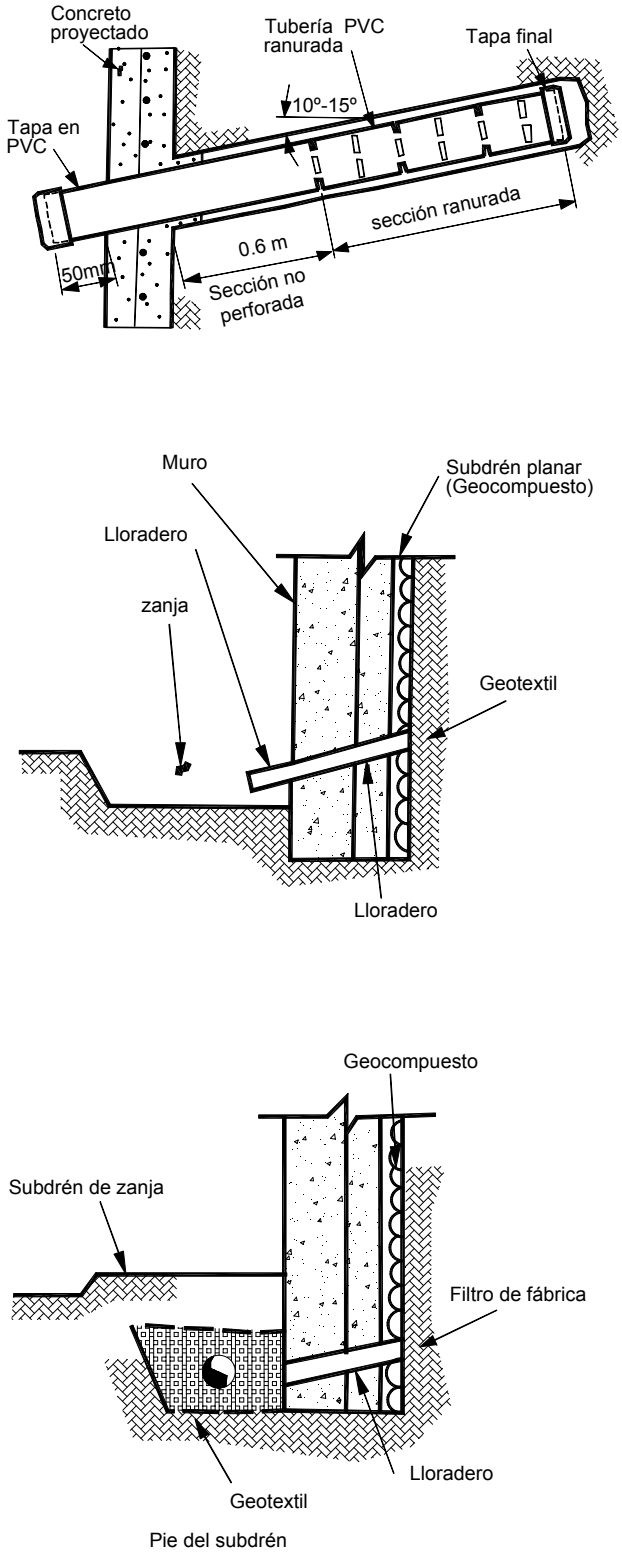


Figura 5.11 Detalles del sistema de subdrenaje de clavos (Byrne y otros, 1998).

Lechada. La lechada se coloca en la perforación después de instalar el refuerzo. La lechada actúa como el elemento que transfiere el esfuerzo del suelo al refuerzo. Igualmente la lechada actúa como protección contra la corrosión de la varilla. En la mayoría de los casos se utiliza cemento tipo I. La relación agua/cemento típica varía de 0.4 a 0.5, pero en ocasiones se utiliza una lechada más viscosa con un slump de aproximadamente 30 milímetros (1 ½").

La lechada viscosa se utiliza cuando hay suelos muy permeables o roca muy fracturada. Cuando se inyectan lechadas muy espesas, se requiere no colocar centralizadores de plástico, debido a que éstos impiden el paso de la lechada.

No se recomienda la utilización de aditivos, pero en ocasiones se requieren para permitir la inyectabilidad del material, especialmente en climas cálidos, en los cuales se requieren plastificadores para permitir el manejo de la lechada durante aproximadamente una hora.

La lechada debe colocarse inmediatamente después de realizada la perforación y colocada la varilla para evitar que el hueco se cierre. La lechada comúnmente se coloca utilizando una manguera plástica que se baja hasta el fondo de la excavación. Esta manguera debe retirarse después de inyectada la lechada.

Cabeza del clavo. En los Estados Unidos (Lazarte y otros, 2003) se acostumbra construir una rosca en la punta de la varilla para colocar una platina y una rosca para conectar la varilla al muro o pantalla superficial. La platina puede quedar embebida en el concreto o apoyada sobre la superficie de la pantalla de concreto armado. En Colombia con frecuencia se dobla la varilla para que quede unida a la pantalla superficial.

Pantalla superficial. La pantalla superficial es una placa maciza de concreto reforzado, la cual se construye generalmente utilizando concreto lanzado. Esta pantalla une las cabezas de los refuerzos para contener el suelo y al mismo tiempo transmitir esfuerzos del suelo a los clavos. Como refuerzo generalmente se utilizan mallas electrosoldadas. La magnitud del refuerzo debe ser determinada por un Ingeniero estructural, con base en las presiones de tierras que le suministre el Ingeniero geotecnista.

El concreto lanzado puede colocarse en mezcla seca o húmeda, con una relación agua/cemento de aproximadamente 0.4. El concreto lanzado con mezcla húmeda generalmente, da mejores resultados de resistencia (Lazarte y otros, 2003).

Recientemente se han utilizado concretos lanzados con fibras de refuerzo para mejorar su dureza y resistencia, y evitar el agrietamiento. El espesor de la pantalla de concreto generalmente varía entre 15 y 30 centímetros. En ocasiones, se han utilizado clavos con pantalla de concreto prefabricada por segmentos.

Geodren planar. Con frecuencia se coloca un geodren planar entre el suelo y la pantalla de concreto armado. Este geodren es un geocompuesto de una geomalla con dos capas de geotextil no tejido. El geodren ayuda a drenar el agua que se acumula detrás de la pantalla. Los geodrenes deben traslaparse para garantizar la continuidad del drenaje hacia abajo.

El espaciamiento de los geodrenes verticales es generalmente el mismo de la separación horizontal de los clavos. Se recomienda colocar un geodren de 30 a 40 centímetros de ancho en forma vertical a lo largo de la totalidad de la altura del muro, en los sitios intermedios entre clavos. La parte inferior de los geodrenes entrega a un subdrén de zanja en el pie del muro.

Lloraderos y sistema de filtro en el pie. Adicionalmente al geodren planar, se requiere construir un subdrén en el pie para recolectar las aguas del geodren y conducirlas a un sistema de drenaje. Del mismo modo, se recomienda colocar "lloraderos" en la placa de concreto armado.

Los lloraderos consisten en ductos en tubería PVC de dos a cuatro pulgadas que atraviesan la placa, los cuales se colocan formando una cuadrícula en tal forma que el agua pueda salir a la superficie del muro. El espaciamiento de los lloraderos es similar al de los clavos, colocándolos en los puntos intermedios entre los refuerzos.

En ocasiones no se permite la colocación de lloraderos de acuerdo al objetivo de la estructura de contención.

Subdrenes horizontales. Adicionalmente a los geodrenes y al dren de zanja en el pie del muro, se acostumbra instalar subdrenes horizontales profundos para el control de los niveles freáticos y evitar que se sature el área con refuerzos de clavos (Figura 5.11).

Drenaje superficial. Se recomienda la construcción de un canal interceptor arriba del muro y de otro canal en el pie, con el objeto de controlar las aguas de escorrentía.

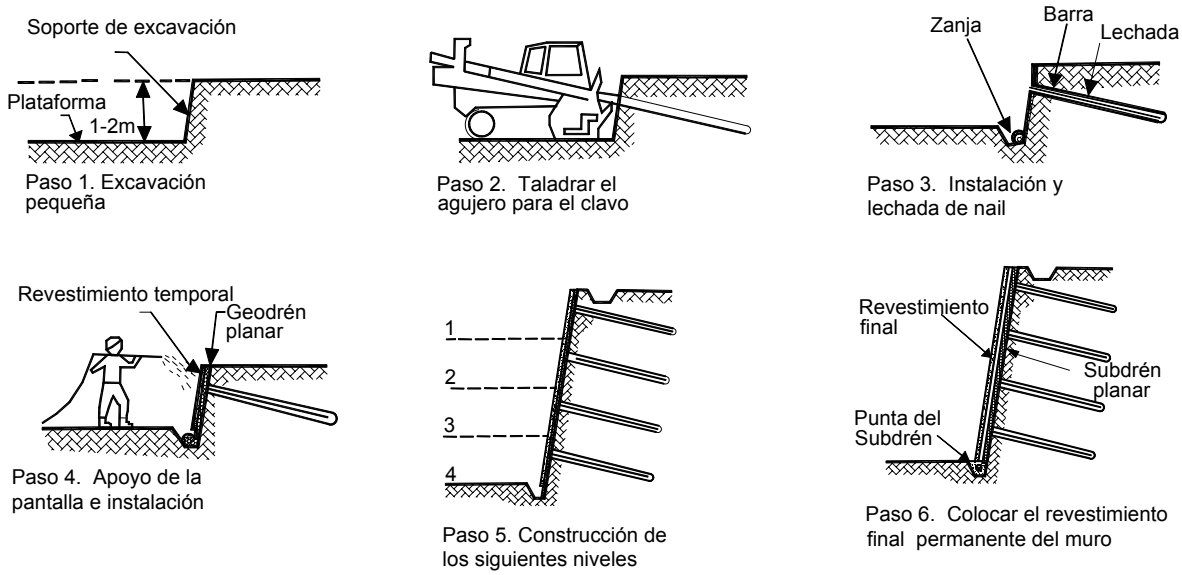


Figura 5.12 Procedimiento típico de la construcción de excavaciones utilizando pantallas de clavos (Porterfield y otros, 2004)

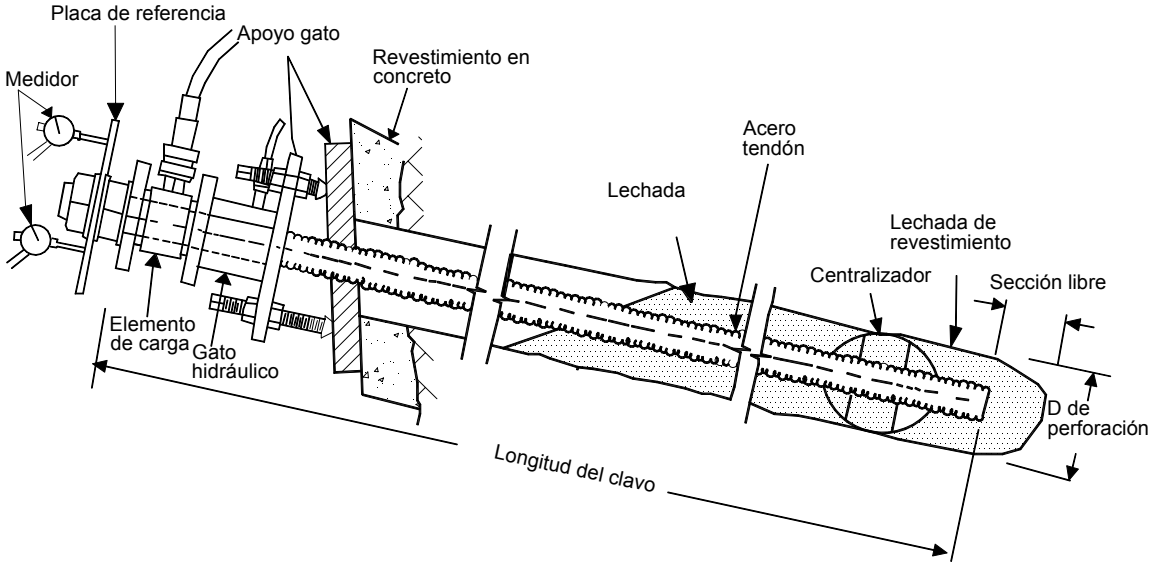


Figura 5.13 Esquema de un ensayo de carga de un clavo (Porterfield y otros, 1994).

Procedimiento de Excavación con Clavos

La secuencia de excavación de arriba hacia abajo para pantallas con clavos es la siguiente (Figura 5.12)):

- *Excavación.* Se hace una excavación inicial cuya profundidad varía comúnmente de dos a tres metros. Esta excavación no debe tener una longitud superior a 5 metros en el sentido longitudinal del muro.

- *Perforación.* Se perforan los huecos de la longitud, diámetro, inclinación especificados sobre el talud excavado.

- *Colocación del refuerzo e inyección.* Se colocan las varillas y se inyecta la lechada. Se deben utilizar centralizadores de plástico para garantizar que el refuerzo no tenga contacto directo con el suelo y se mantenga en el centro de la perforación. La inyección se coloca generalmente por gravedad o con una presión baja.

- *Colocación de geodren y el refuerzo.* Una vez inyectados los clavos, se coloca el geodren planar y el refuerzo de acuerdo al diseño. Se deben dejar traslapos en los refuerzos de la pantalla para la continuación posterior del muro tanto lateralmente como hacia abajo.

- *Colocación del concreto.* El concreto puede colocarse lanzado o fundido utilizando formaleta.

- *Construcción de los siguientes niveles.* Después de fundida la pantalla se procede a excavar lateralmente otros tramos del muro. Posteriormente se puede proceder a la excavación hacia abajo del segundo nivel y así consecutivamente siguiendo el procedimiento indicado.

Ensayos de Carga de Clavos

Los ensayos de carga en clavos se realizan generalmente, con el objeto de verificar que se realizó la perforación, instalación e inyectado en forma adecuada. El número de ensayos depende del tamaño del proyecto y de las diferencias en el terreno y en el diseño. La FHWA sugiere ensayar hasta el 5% de la totalidad de los clavos.

Para el ensayo se utiliza un gato como se indica en la figura 5.13 y se miden las deformaciones a medida que se coloca la carga. En ningún caso el tendón debe esforzarse a más del 80% de la resistencia de la varilla de acero. El ensayo permite cuantificar la adhesión entre la lechada y el suelo, y generalmente se le aplica hasta un 120% de la carga de adherencia especificada, aunque en ocasiones se ensaya hasta el 150% de la carga de adherencia de diseño.

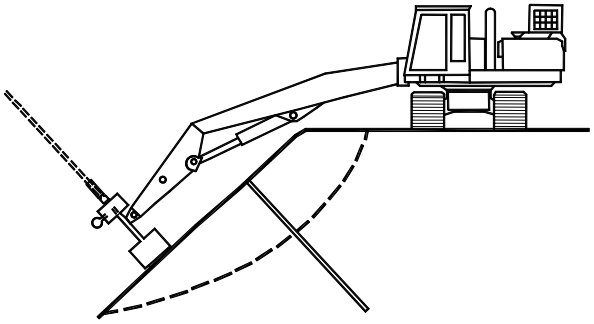


Figura 5.14 Esquema de la colocación de clavos hincados (U.S. Forest Service, 1994).

Como criterio para la aceptación de los clavos los desplazamientos deben ser pequeños y no debe ocurrir falla de extracción. No existe un criterio universalmente aceptado sobre el desplazamiento permitido en el ensayo de carga (Porterfield y otros, 1994).

Clavos Hincados

En los Estados Unidos se utilizan con relativa frecuencia los clavos hincados. Estos consisten generalmente en varillas de acero de 1.5 pulgadas de diámetro y hasta 6 metros de longitud, los cuales se colocan utilizando un martillo montado sobre una excavadora (Figura 5.14).

Los clavos se hincan generalmente en forma normal al talud. El sistema de clavos hincados es efectivo solamente para movimientos subsuperficiales de suelo y comúnmente sólo se utilizan para obras temporales.

La principal ventaja de este sistema es su rapidez de aplicación y su desventaja más notoria es la incertidumbre de su efectividad, teniendo en cuenta su pequeño diámetro. (Cornforth, 2005).

Estructuras Especiales

Existen algunos casos en los cuales se requieren algunas variantes en el diseño de clavos. Entre éstas se encuentran las siguientes:

- *Estructuras con gradas.* En algunos casos puede requerirse el utilizar gradas o bermas para formar la estructura de clavos con desplazamientos horizontales entre secciones de muro (Figura 5.15).

  En este caso se debe realizar un análisis independiente de cada una de las secciones de muro o gradas y el análisis general total de la estructura.

- *Estructuras compuestas.* Las estructuras compuestas consisten en combinaciones de clavos con anclajes pretensados o con otro tipo de tecnología de estabilización. Generalmente, el objetivo de colocarle anclajes, es contribuir en forma significativa a la estabilidad global del talud y reducir la deformación del muro. Este sistema es frecuente en muros de gran altura donde la estructura de clavos no es suficiente para garantizar la estabilidad del talud y se requieren elementos adicionales (Figura 5.16).

  Los anclajes deben colocarse en la parte superior del muro por encima del sistema de clavos. En el diseño, la zona estabilizada con clavos se puede considerar como un bloque rígido para el diseño de los anclajes y se realizan análisis combinados o separados para determinar las condiciones de estabilidad. No es recomendable el intercalar anclajes dentro de la masa de clavos para evitar su distensionamiento de los clavos y así poder disminuir su eficiencia.

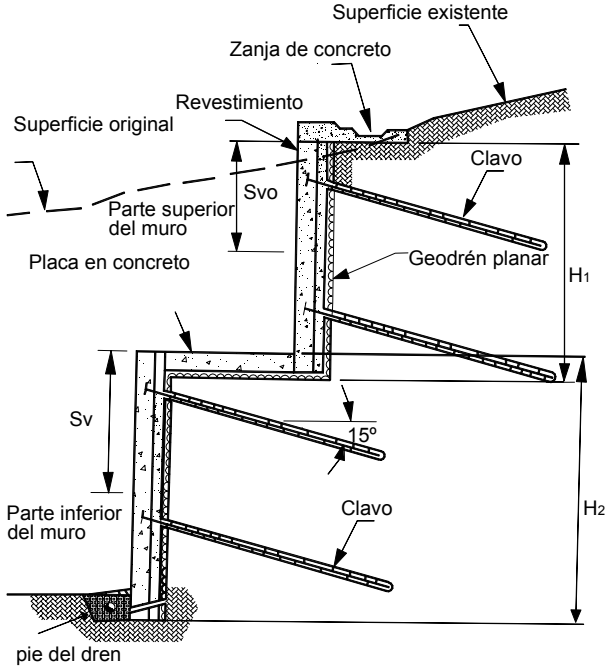


Figura 5.15 Estructura de clavos en gradería (Byrne y otros, 1998).

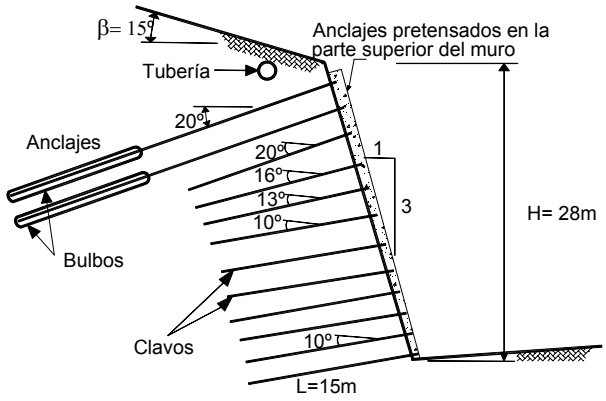


Figura 5.16 Estructura compuesta de clavos y anclajes (Byrne y otros, 1998).

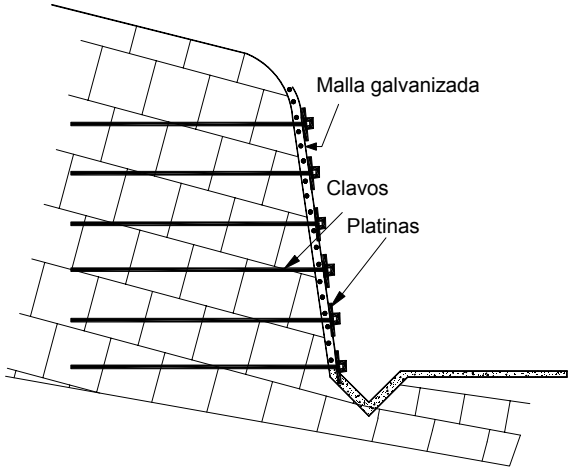


Figura 5.17 Procedimiento de estabilización utilizando clavos y malla.

- *Clavos y malla.* En este caso la pantalla superficial se reemplaza por una malla de alambre galvanizado. Esta metodología se utiliza cuando el talud es un macizo de roca fracturada y no es conveniente la construcción de una pantalla. La malla actúa como un elemento para evitar caídos de roca, y los clavos como un sistema de pernos (Figura 5.17).

Cargas de Tensión en los Clavos

Los clavos son considerados como elementos pasivos dentro del suelo y es el movimiento del suelo el que genera esfuerzos dentro del clavo, el cual trata de impedir el desplazamiento del suelo.

Los análisis teóricos y las mediciones en campo han demostrado que el clavo desarrolla una fuerza de tensión, la cual va aumentando a medida que se profundiza el refuerzo dentro del talud para disminuir nuevamente en el tramo final (Figura 5.18).

Las tensiones máximas para los clavos en la parte superior de un muro ocurren a una distancia de aproximadamente 0.3 a 0.35H, donde H es la altura del muro. En la práctica esta línea separa la parte activa de la parte pasiva del sistema talud-refuerzo. En el análisis de un talud cualquiera, las tensiones máximas se presentan en el cruce de la superficie de falla potencial de acuerdo al análisis de estabilidad de taludes por equilibrio límite.

Los refuerzos de los clavos trabajan con la cabeza sosteniendo la pantalla superficial. Las presiones de tierra que actúan sobre la pantalla inducen esfuerzos de tensión sobre los clavos.

La magnitud y localización de los esfuerzos de tensión máximos en el refuerzo están relacionados con la rigidez de la pantalla superficial. Si no se coloca pantalla, la localización de las fuerzas de tensión y de la superficie de falla crítica potencial varían como fue demostrado por Sivakumar-Babu y otros (2002) en modelos reales (Figura 5.19).

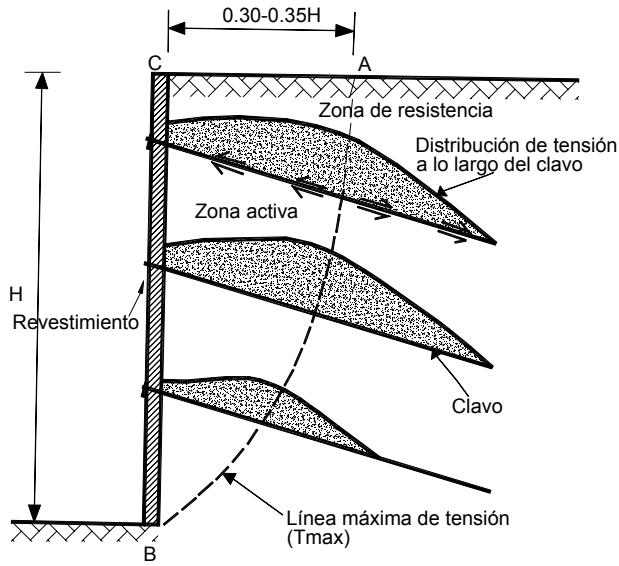


Figura 5.18 Cargas de tensión en los clavos para excavaciones de arriba hacia abajo (Cornforth, 2005).

Tabla 5.1 Detalles de los diferentes métodos de diseño de estructuras claveteadas (Elías y Juran, 1991).

Detalles	Método Francés (Schlosser, 1983)	Método Alemán (Stocker, 1979)	Método Davis (Shen, 1981)	Método Davis Modificado (Elías y Juran, 1988)	Método Cinemático (Juran, 1977)
Análisis	Equilibrio límite de momentos	Equilibrio límite de fuerzas	Equilibrio límite de fuerzas	Equilibrio límite de fuerzas	Análisis de esfuerzo de trabajo (estabilidad local)
Propiedades de entrada	Suelo:(c, ϕ') Fuerzas límite de los Clavos. Rigidez	Suelo:(c, ϕ') Fricción lateral	Suelo:(c, ϕ') Fuerzas límite de los Clavos Fr. Lateral	Suelo:(c, ϕ') Fuerzas límite de los Clavos Fricción Lateral	Suelo:(C/γH, ϕ') Parámetro N
Fuerzas en los Clavos	Tensión, corte, momentos	Tensión	Tensión	Tensión	Tensión, corte, momentos
Superficie de falla	Circular	Bilineal	Parabólica	Parabólica	Espiral Logarítmica
Mecanismo de Falla	Combinada	Pull - out	Combinada	Combinada	No aplicable
Factor de seguridad a resistencia del suelo	1.5	1.0 (Resistencia Residual)	1.5	1.0	1.0
Resistencia al arrancamiento	1.5	1.5 – 2.0	1.5	2.0	2.0
Niveles freáticos	Sí	No	No	No	Sí
Geometría de la estructura	Cualquiera	Inclinada o vertical	vertical	Inclinada o vertical	Inclinada o vertical
Estratificación	Sí	No	No	No	Sí
Resultado	Factor de seguridad de superficie de falla	Factor de seguridad de superficie de falla	Factor de seguridad de superficie de falla	Factor de seguridad de superficie de falla	Fuerzas en los clavos y superficie de falla

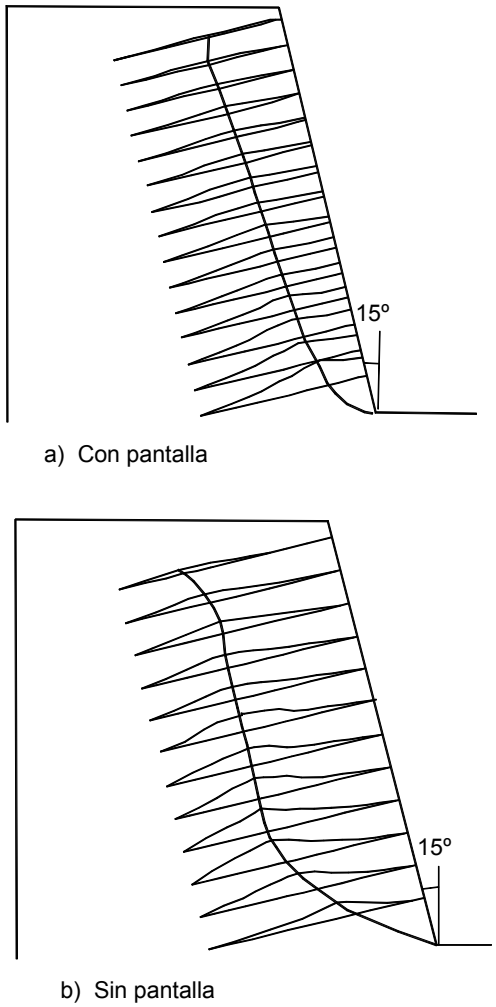


Figura 5.19 Fuerzas de tensión medidas en los tendones de los clavos. (a) Con pantalla en la superficie. (b) Sin pantalla en la superficie (Sivakumar-Babu y otros 2002).

Las tensiones son mayores en los clavos superiores y van disminuyendo hacia abajo cuando se colocan en excavaciones progresivas de arriba hacia abajo. La tensión en los clavos aumenta a medida que avanza un proceso de excavación por etapas y la tensión es máxima al final del proceso de excavación. El proceso de excavación determina las tensiones sobre los clavos. Sin embargo, en una gran cantidad de situaciones las tensiones son mayores en los clavos inferiores, dependiendo de las características del suelo, el proceso de excavación y la secuencia de colocación de los clavos, la rigidez de la pantalla superficial, la inclinación del muro y de los clavos, y de las características de la estructura de clavos (Sivakumar-Babu y otros, 2002).

Análisis y Diseño de Estructuras Claveteadas

El diseño incluye el refuerzo, espaciamiento, tamaño, y longitud de los clavos y el diseño del recubrimiento de la superficie. No existe una metodología universalmente aceptada para el diseño de estructuras de clavos. El diseño de taludes con clavos generalmente se basa en análisis de equilibrio límite calculando factor de seguridad.

Metodologías de diseño

En cada país se acostumbran o se especifican métodos diferentes. Los métodos de diseño más conocidos son los de Davis (Shen y otros, 1981), el método alemán (Gassler Gudeus, 1981; Stocker y otros, 1979), el método francés (Schlosser, 1983) y los métodos de los programas SNAIL y GOLDNAIL (Lazarte y otros 2003), los cuales son todos métodos de equilibro límite.

Un método más complejo y difícil de análisis es el basado en los sistemas de comportamiento de los muros MSE. Otro sistema es el método cinemático de Juran (1977). El método cinemático es muy difícil de usar, debido a que le da un énfasis muy grande a la rigidez del clavo. En el presente texto no se explica en detalle todos estos métodos y se recomienda ir directamente a las referencias.

Es importante que se tenga en cuenta que la mayoría de los métodos tienen algunas inconsistencias en el análisis, en el comportamiento de los clavos y en los parámetros. Sin embargo, los resultados son confiables en la mayoría de los casos.

Para el diseño del sistema, el Ingeniero puede escoger el método que considere más apropiado basado en su experiencia y sentido común. Algunos de los métodos de diseño se presentan en la tabla 5.1.

Métodos aproximados

Se han propuesto métodos empíricos para determinar los parámetros para diseño de clavos.

- *Tabla de Bruce y Jewel*
  Bruce y Jewell (1987) propusieron una tabla para diseño preliminar de estructuras claveteadas (Tabla 5.2).

Tabla 5.2 Parámetros para diseño preliminar de taludes con clavos (Bruce y Jewell 1987).

Tipos de Clavos y Suelo	Parámetros de Diseño		
	L/H	DL/s	d 2/S
Clavos perforados e inyectados en suelos granulares	0.5- 0.8	0.5- 0.6	(4-8) x 10-4
Clavos hincados en suelos granulares	0.5- 0.6	0.6- 1.1	(13-19) x 10-4
Clavos en morrenas o gredas	0.5- 1	0.15- 0.2	(1- 2.5) x 10-4

L= Longitud del Clavo; H= Altura del muro, D= Diámetro de la perforación, d= Diámetro de la varilla del Clavo, S= Área por Clavo.

- *Gráficas de la FHWA*
  La FHWA (Lazarte y otros, 2003) elaboró una serie de gráficas de diseño que permiten determinar la longitud y las tensiones máximas en los clavos para ciertos casos especiales. Estas gráficas sólo son aplicables a las condiciones para las cuales fueron utilizadas y sólo deben utilizarse como un valor preliminar que permite suponer un diseño para comprobación y no para diseño detallado.

  En las gráficas se supone un suelo homogéneo con un determinado ángulo de fricción y unas condiciones topográficas del muro y del talud arriba de este. Las gráficas pueden consultarse en la circular de Ingeniería Geotécnica No.7 de la FHWA (Lazarte y otros, 2003). En la figura 5.20 se muestra una de estas gráficas solamente como referencia.

Software para el Diseño de Clavos

En la mayoría de los proyectos, los clavos se están diseñando utilizando programas de software y el método que se utilice es el método que está integrado dentro del software.

Como se indicó anteriormente, las prácticas de diseño varían de país a país y no hay un estándar internacionalmente aceptado.

En los Estados Unidos existían en el año 2008 dos programas de computador utilizados en forma masiva. Estos programas son:

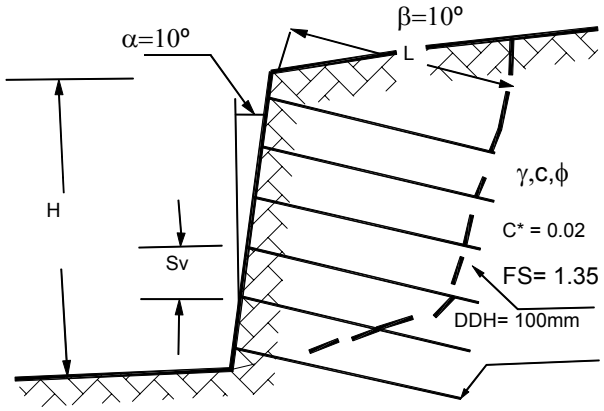
- *SNAIL.* Fue desarrollado por el Departamento de Carreteras de California en 1991 y se encuentra disponible gratuitamente en Internet; utiliza métodos de equilibrio límite y solamente satisface equilibrio de fuerzas. Se requiere incluir la inclinación, diámetro, espaciamiento y resistencia de los clavos, el cual se puede aplicar para todos los clavos o para algunos clavos en particular y e l programa calcula los factores de seguridad.

- *GOLDNAIL.* Fue desarrollado por la firma Golder Associates, es utilizado por varias firmas de consulta multinacionales y tiene muchas más utilidades que el SNAIL. Trabaja en tres modos: diseño, factor de seguridad y utilidades de carga de los clavos. El análisis permite ir modificando las propiedades de los clavos. Sin embargo, los clavos deben tener el mismo espaciamiento e inclinación. El programa puede además analizar varias posibilidades de presión de tierras.

Los dos programas de diseño solo tienen en cuenta las resistencias de tensión en los clavos. Los programas de software tienen en cuenta fallas internas, externas y combinadas. En los análisis no se tiene en cuenta la contribución de los momentos de flexión y de cortante, los cuales en el criterio de Cornforth (2005) solo aportan un 2% aproximado de resistencia adicional.

Uso de Software de Equilibrio Límite y Elementos Finitos

Una práctica aceptada de ingeniería es el diseño de estructuras de clavos y pantallas ancladas utilizando los paquetes de software de estabilidad de taludes por equilibrio límite o de elementos finitos (Por ejemplo, SLOPE/W y PLAXIS). Para el análisis y diseño se utilizan los cálculos convencionales de estabilidad de taludes, incluyendo los efectos de los refuerzos como subrutinas dentro del software.



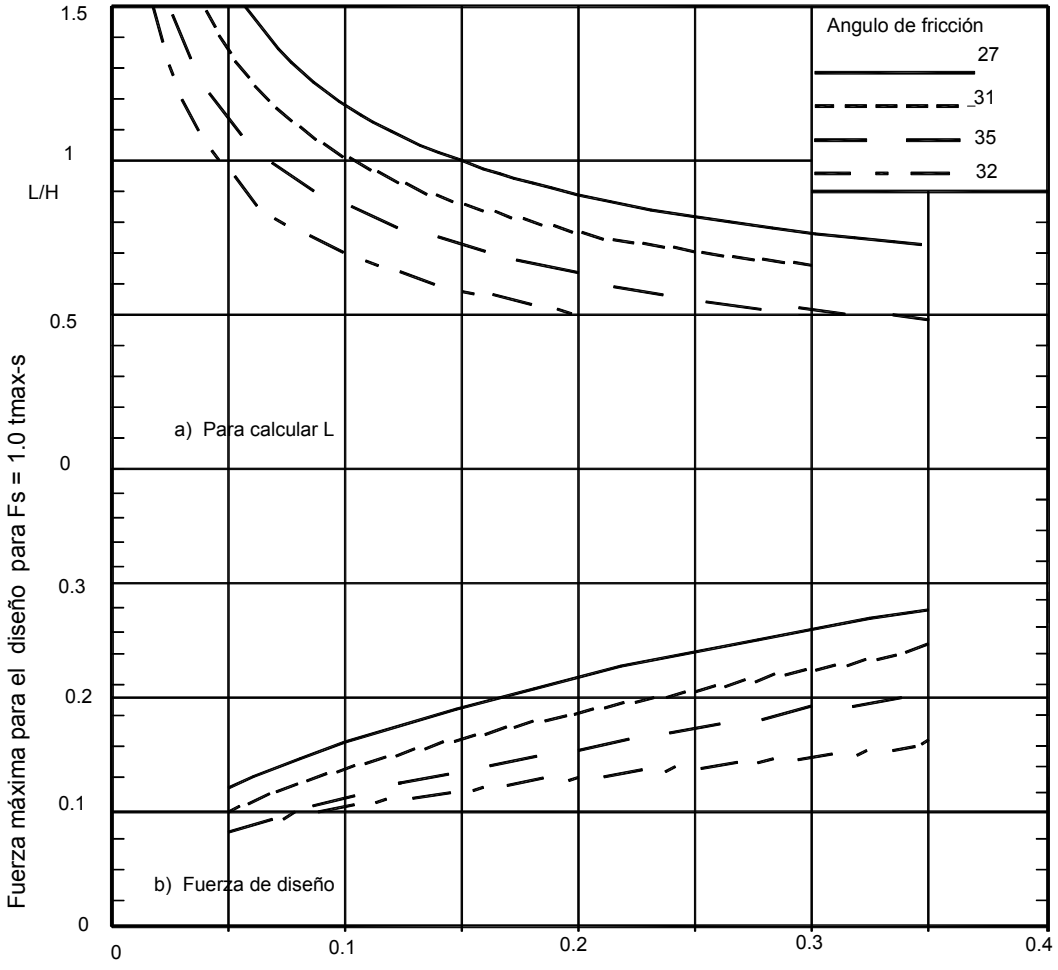
$\mu = (q_a D_{DH})/(\gamma S_H S_v)$

$q_a = q_u/FS_p$

$C^* = c / \gamma H$

tmax-s = carga máxima de diseño

tmax-s = Tmax-s / $S_H S_v$



Fuerza de adherencia normalizada

qa = Adherencia (de tablas)

D_{DH}= Diámetro de perforación

Figura 5.20 Ejemplo de una gráfica para determinar la longitud y tensiones máximas sobre clavos (Lazarte y otros, 2003).

En el caso de los programas de equilibrio límite se asume que el refuerzo actúa solamente a tensión. La principal limitante de estos métodos es que asume la misma contribución de refuerzo para cada anclaje en la zona resistente, cuando en la práctica puede fallar primero un clavo y los demás fallar en forma progresiva.

Los métodos de elementos finitos analizan más realmente el comportamiento del muro. Sin embargo, el uso de elementos finitos en el diseño de clavos es complejo y requiere de análisis en tres dimensiones (3D).

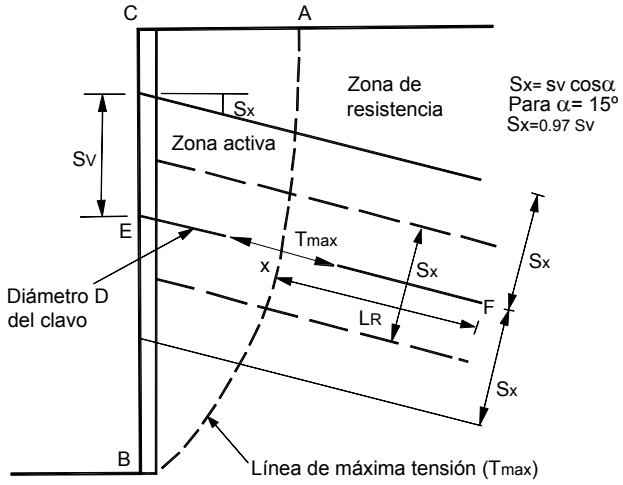


Figura 5.21 Análisis típico para el diseño de un clavo (Cornforth, 2005).

Componentes del Diseño de Clavos

El diseño de clavos tiene los siguientes componentes:

- *Diámetro de la perforación.* Se requiere determinar el diámetro, localización, inclinación y características de las perforaciones.

- *Sección del refuerzo.* La varilla de acero debe ser capaz de soportar la carga máxima a tensión sin romperse.

- *Longitud de los clavos.* La longitud del clavo por detrás de la superficie potencial o real de falla debe ser suficiente para que no ocurra su extracción.

- *Resistencia de la cabeza.* El anclaje y la pantalla en la superficie deben ser capaces de soportar la carga sin que ocurran fallas al cortante o hundimientos excesivos del muro.

- *Resistencia del muro entre clavos.* El muro o pantalla entre clavos debe tener suficiente refuerzo capaz de soportar la carga o presiones de tierra ejercidas por el suelo sobre la estructura de contención.

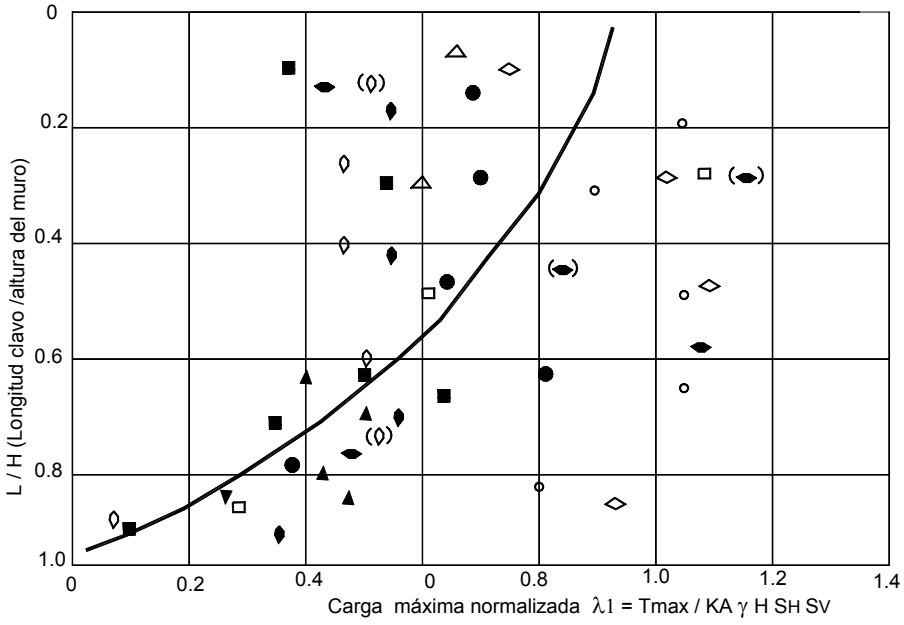


Figura 5.22 Valor de λ_1 de acuerdo a la altura del muro (Byrne y otros, 1998).

- *Estabilidad general del talud.* El factor de seguridad del talud debe ser suficiente para que no ocurra falla o desplazamientos no deseados.

- *Deslizamiento en la base del muro.* El sistema suelo-clavos debe tener capacidad al deslizamiento suponiendo que actúa masivamente como una gran estructura de gravedad en forma similar al comportamiento de los muros tradicionales.

- *Volteo.* Debe comprobarse que no ocurre falla al volteo de la masa suelo-clavos.

- *Capacidad de soporte.* Aunque la posibilidad de falla por capacidad de soporte no es preocupación, en la mayoría de los casos eventualmente podría requerirse comprobar que la capacidad de soporte es suficiente.

Carga Máxima que Soporta un Clavo T_m

Se puede suponer que cada clavo o refuerzo le provee resistencia a la tensión a un volumen de suelo igual al producto del espaciamiento vertical S_v por el espaciamiento horizontal S_h y por la longitud del clavo como se muestra en la figura 5.21 (Cornforth, 2005).

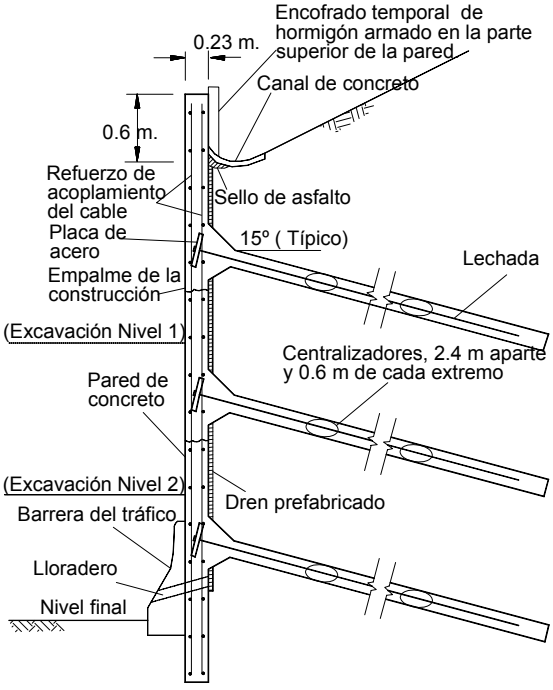


Figura 5.23 Ejemplo de un muro de clavos (Washington State Departament of Transportation).

La tensión máxima sobre un clavo está dada por la expresión:

$$T_{máx} = \lambda_1 K_A \gamma H S_h S_v$$

Donde:
T_{max} = Tensión máxima en un clavo
K_A = Coeficiente de presión activa
γ = Densidad del suelo
S_v = Espaciamiento vertical de los clavos
S_h = Espaciamiento horizontal de los clavos
H = Altura total del muro
λ_1 = Factor adimensional

El factor adimensional λ_1 varía de 0.4 a 1.1 dentro de los dos tercios a tres cuartos de la altura del muro con un valor medio de 0.75 (Figura 5.22). Por debajo de este nivel las cargas sobre los clavos disminuyen significativamente para ser prácticamente cero en la base del muro.

Tabla 5.3 Esfuerzo último de resistencia en el perímetro del clavo (Byrne y otros, 1998).

Tipo de Material	q_u (kPa)
Limo no plástico	21 a 30
Arena limosa o arena densa	50 a 75
Grava areno limosa densa	80 a 100
Grava areno limosa muy densa	120 a 240
Loess	24 a 75
Arcilla dura	42 a 60
Limo arcilloso duro	42 a 100
Arcilla arenosa dura	110 a 200
Caliza	300 a 400
Filita	100 a 300
Creta	500 a 600
Dolomita blanda	400 a 600
Dolomita dura	600 a 1000
Arenisca meteorizada	200 a 300
Lutita meteorizada	100 a 150
Esquisto meteorizado	100 a 170
Basalto	500 a 600

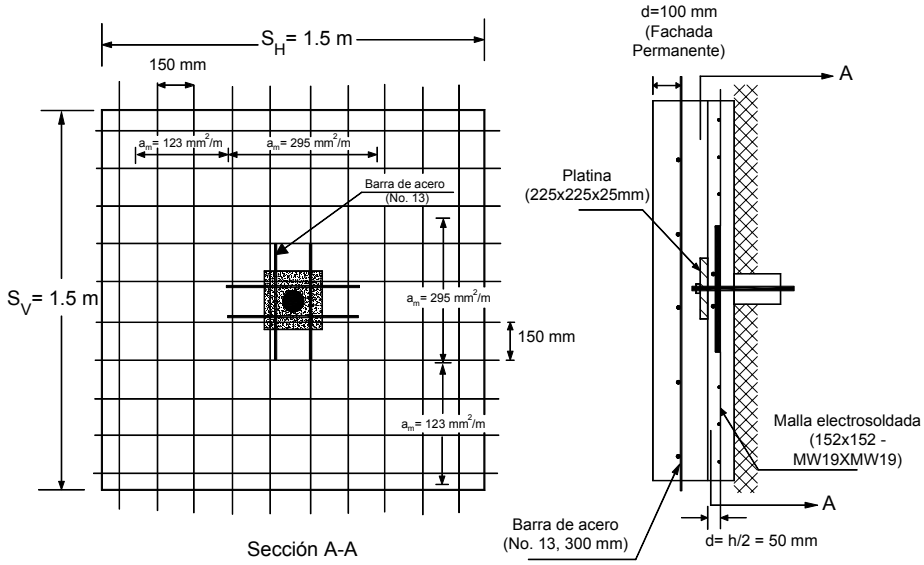


Figura 5.24 Refuerzo típico de una pantalla de clavos (Lazarte y otros, 2003).

Carga que Soporta la Cabeza del Clavo

La carga en la cabeza del clavo puede obtenerse utilizando la ecuación:

$$T_F = 0.5 K_A \gamma H S_h S_v$$

Generalmente se acostumbran espaciamientos, longitudes y diámetros iguales para todos los clavos en un muro. Esto hace más fácil el diseño y la construcción (Byrne y otros, 1998).

Resistencia a la Extracción

De acuerdo a las investigaciones realizadas por Clouterre (1991), la resistencia última a la extracción Q es relativamente independiente de la profundidad donde se encuentra el clavo por debajo de la superficie del terreno, esto se debe a la dilatación del suelo en el momento en que se realiza la perforación.

Para el cálculo de la resistencia a la extracción del clavo por detrás de la superficie de falla supuesta o real, está dada por la expresión:

Donde:

$$Q = q_u \pi d L_R$$

Q = Resistencia total última al arrancamiento
q_u = Esfuerzo de resistencia al arrancamiento por unidad de longitud de clavo
d = Diámetro de la perforación
L_R = Longitud del clavo por detrás de la superficie de falla

Los valores de q_u para diferentes tipos de roca y suelo se presentan en la tabla 5.3.

Análisis Sísmico

La evaluación del comportamiento sísmico del muro de clavos es extraordinariamente importante, aunque se conoce que estos muros se comportan muy bien en el caso de sismos (Felio y otros, 1990; Tatsuoka y otros, 1997, Tufenkjian, 2002).

El método más utilizado de análisis es el seudoestático en el cual se suponen unas fuerzas horizontales y verticales estáticas. En el caso de clavos generalmente se utiliza un coeficiente horizontal k_h siguiendo los criterios de la AASHTO (1996). En términos generales, es aceptable utilizar un coeficiente sísmico entre los siguientes valores:

$$k_h = 0.5 A_m \ a \ 0.67 A_m$$

Donde:

A_m = (1.45 – A) A
A = Aceleración pico en la superficie del terreno en función de la gravedad (g)

Los valores de A se toman de códigos locales o de estudios sísmicos del sitio. Este rango de valores de k_h es conservador y produce deformaciones tolerables en taludes (Kavazanjian y otros, 1997). Otra posibilidad es analizar la estabilidad del talud utilizando el sistema de Newmark para calcular las deformaciones post-sismo.

Los detalles de este método se pueden consultar en las referencias de Kramer (1996) y Kavazanjian y otros (1997).

Análisis de Estabilidad al Deslizamiento

Adicionalmente a los análisis de los refuerzos internos del muro de clavos, se requiere realizar un análisis de la estabilidad del talud global, el cual permite calcular el factor de seguridad de la masa de suelo después de colocados los clavos o determinar la carga T que se requiere de los clavos para obtener un determinado factor de seguridad.

Para este análisis se utilizan programas de software de estabilidad de taludes, pero generalmente están incluidos en los programas específicos para diseño de clavos como SNAIL y GOLDNAIL.

Factores de Seguridad

El factor de seguridad a utilizar en el diseño es diferente para cada caso y debe ser compatible con la utilización del muro o pantalla, los riesgos involucrados, y si la estructura es permanente o provisional.

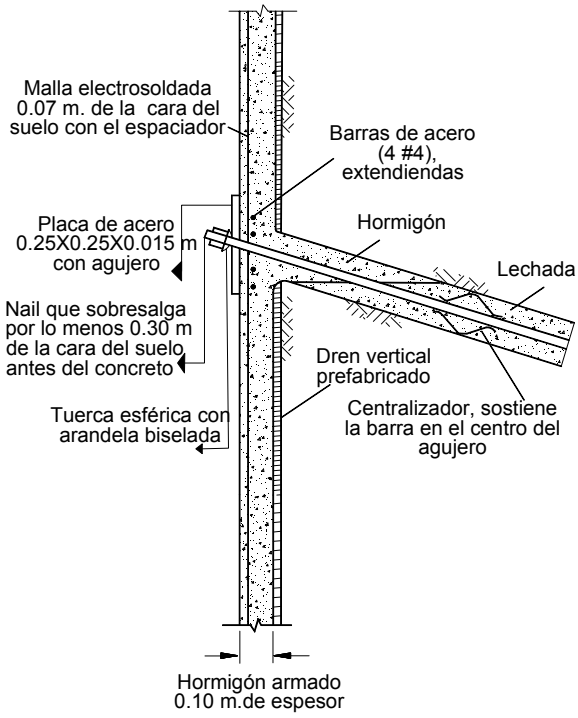


Figura 5.25 Ejemplo de conexión entre el refuerzo y la pantalla utilizados en Estados Unidos (Byrne y otros, 1998).

El factor de seguridad para rotura de la varilla de refuerzo está dado por la expresión:

$$F = \frac{f_s \pi d^2}{4T_{máx}}$$

Donde:
f_s = Resistencia a la tensión de la varilla
d = Diámetro de la varilla

Para calcular el factor de seguridad a extracción se utiliza la expresión:

$$F = \frac{\pi d L_R q_u}{T_{máx}}$$

Los factores de seguridad mínimos sugeridos se presentan en la tabla 5.4.

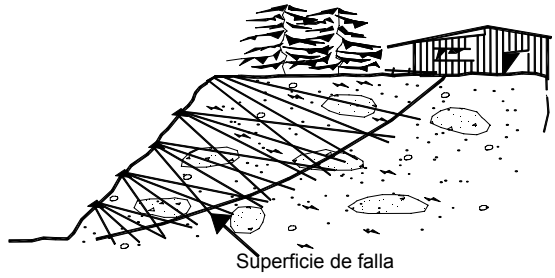
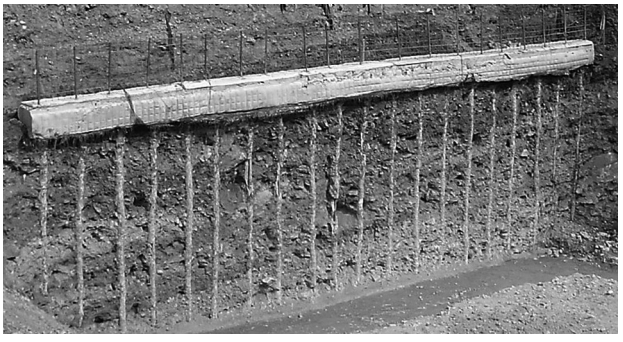


Figura 5.26 Raíces típicas de micro-pilotes (Root-piles) (Lizzi, 1985).

Tabla 5.4 Factores de seguridad mínimos recomendados para clavos (Byrne y otros, 1998).

Tipo de Falla	Factor de Seguridad Recomendado
Deslizamiento por la base	1.5
Estabilidad general del talud estática	1.5
Estabilidad general del talud sísmica	1.3
Capacidad de soporte	2.5
Extracción del refuerzo	2.0
Falla a tensión del refuerzo	1.67

Fotografía 5.1 Nails o clavos.



Fotografía 5.2 Micropilotes

Pasos para el Diseño de Estructuras Claveteadas

El diseño de clavos requiere un análisis paso por paso, en tal forma que se puedan determinar los elementos que componen el muro y se comprueben los factores de seguridad. El diseño debe tener en cuenta el sistema de construcción y los detalles de los diversos elementos (Figuras 5.23 a 5.25). En la tabla 5.5 se presentan los pasos a seguir para el diseño de muros de clavos.

MICROPILOTES

Los micropilotes reticulados fueron desarrollados en Italia y se utilizan para crear bloques rígidos monolíticos, reforzados a profundidades por debajo de la superficie de falla crítica. Los micropilotes son muy similares a los sistemas de clavos.

La diferencia principal entre los micro-pilotes reticulados y el "Nailing", es que el comportamiento de los micropilotes está influenciado en forma significativa por su arreglo geométrico.

A los micropilotes se les denomina con frecuencia pilotes reticulados o pilotes de "raíz", para presentarlos como una analogía del efecto de las raíces de un árbol dentro del suelo. Ensayos de campo y modelos de laboratorio (Lizzi 1985) han demostrado que el trabajo en grupo de los micropilotes reticulados genera capacidades mayores de soporte que grupos de pilotes verticales espaciados.

Los micropilotes son perforaciones de pequeño diámetro dentro de las cuales se coloca un refuerzo de acero y se inyecta lechada a presión para formar un pilote.

Tabla 5.5 Pasos a seguir en el diseño de muros de clavos (Modificado de Lazarte y otros, 2003).

Paso 1	**Consideraciones o Suposiciones Iniciales para el Diseño** • Esquemas del muro (altura, longitud, sección y alzada) • Espaciamiento horizontal y vertical de los clavos • Patrón de los clavos sobre la cara del muro (cuadrado, triangular u otro) • Inclinación de los clavos • Longitud y distribución • Tipo de varilla y grado • Propiedades del suelo (resistencia y nivel de agua) • Otras consideraciones pertinentes
Paso 2	**Diseño Preliminar Utilizando Gráficos o Métodos Heurísticos** Se determinan longitudes requeridas y cargas máximas sobre los clavos como una guía para el diseño final
Paso 3	**Diseño Final** • Análisis de falla externa (estabilidad global, deslizamiento y capacidad de soporte) • Análisis sísmico • Análisis de estabilidad interna (extracción y rotura de los refuerzos) • Diseño de la fachada del muro (cabeza del clavo, tipo y espesor del muro, materiales, resistencia a la flexión, punzonamiento, etc.)
Paso 4	**Determinar las Deformaciones Máximas en el Muro** Las deformaciones se estiman de acuerdo al tipo de suelo y la altura del muro. Adicionalmente en zonas sísmicas se requiere calcular la deformación por el método de Newmark.
Paso 5	**Diseño de Otros Elementos** Drenaje, subdrenaje y protecciones

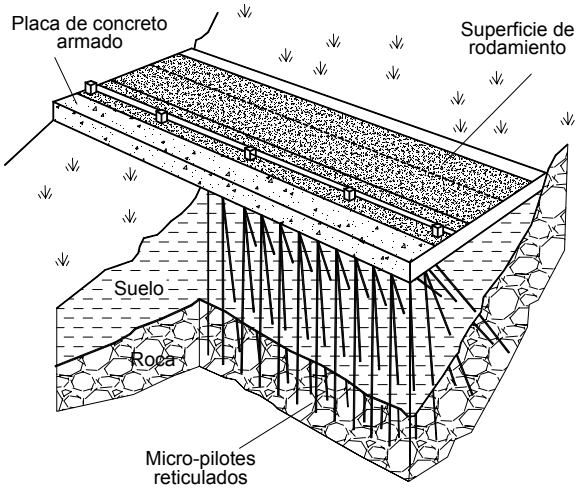


Figura 5.27 Grupo de micropilotes para estabilizar el talud de una carretera (Cornforth, 2005).

Las cargas son transportadas por la fricción entre el suelo y la lechada, y los refuerzos pueden transmitir fuerzas de tensión y de compresión. Los micropilotes varían comúnmente desde 4 a 10 pulgadas de diámetro y longitudes entre 20 y 30 metros, y son capaces de transmitir cargas hasta de 100 toneladas a tensión o compresión.

Debido a la gran longitud de los elementos comparada con los diámetros; la carga y los esfuerzos son soportados no solamente por el elemento en sí, sino también por el suelo a su alrededor. Los micropilotes pueden construirse en prácticamente todo tipo de suelos. Los micropilotes en una estabilización típica de deslizamientos se instalan a varios ángulos con la vertical como se indica en las figuras 5.26 y 5.27. Los pilotes no reciben carga directa, pero forman una infraestructura interna dándole coherencia a la masa de suelo.

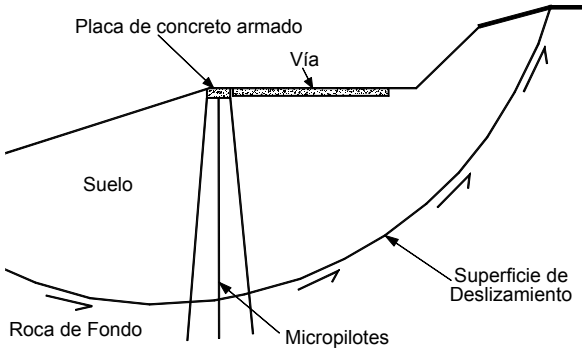
Tipos de Estructura de Micropilotes

Existe una gran cantidad de tipos de estructura de micropilotes (Figuras 5.28 a 5.30). Desde el punto de vista de análisis, los micropilotes pueden ser diseñados como dos tipos de estructura:

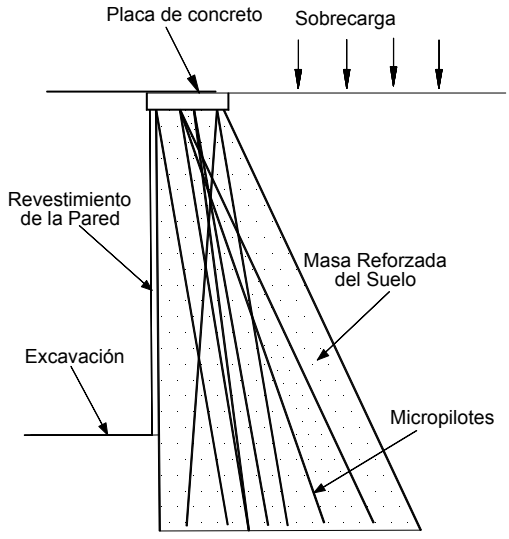
Estructura convencional de pilotes. Los pilotes actúan en forma independiente o en grupo dentro de la masa de suelo.

En este caso los pilotes se diseñan para soportar cargas de tensión y compresión. Para el caso de deslizamientos este tipo de pilotes son demasiado esbeltos para generar una resistencia significativa sobre la superficie de falla.

En este orden, son comparables a los clavos y generan principalmente resistencia al arrancamiento. Los ángulos semiverticales o de fuerte inclinación a los cuales se colocan los micropilotes, generalmente no son muy eficientes. Los micropilotes que actúan en forma independiente sólo son útiles para deslizamientos relativamente pequeños a medianos o cuando se requiere solamente un mejoramiento marginal en la estabilidad.



a) Caso 1: Micropilotes para estabilizar deslizamientos



b) Caso 2: Micropilotes para permitir excavación

Figura 5.28 Estabilización de taludes con micropilotes (Armour y otros, 2000).

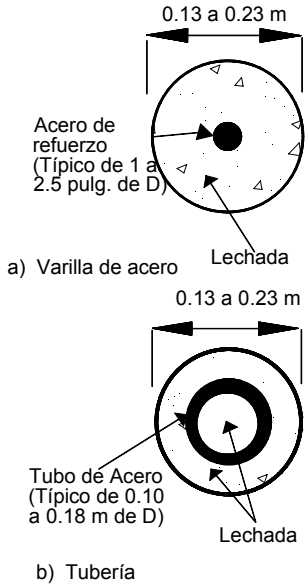


Figura 5.29 Secciones típicas de micropilotes (Cornforth, 2005)

La relativa ineficiencia de los micropilotes puede corregirse utilizando un número grande de micropilotes o seleccionando tubos de acero en reemplazo de las barras de refuerzo. Para este caso se acostumbra a analizarlos en forma similar a los clavos. Si el pilote es un tubo puede analizarse como un pilote de cortante.

Compuesto suelo-pilotes. La masa que integra los pilotes funciona como estructura de gravedad. Este caso de estructura de micropilotes reticulada (Figura 5.31), es muy útil para estabilización de deslizamientos. No existe un procedimiento universalmente aceptado para el diseño de este tipo de micropilotes. Si se asume la masa de suelo como una estructura de gravedad garantizando la estabilidad interna con los refuerzos, puede analizarse como una masa a deslizamiento, a volteo y a estabilidad general del talud.

El número de pilotes que se requiere para amacizar el suelo se determina con criterio heurístico. La masa con micropilotes debe extenderse por debajo del pie del talud para generar fuerzas pasivas.

En todos los casos los micropilotes deben extenderse por detrás de las superficies de falla o bloques activos de acuerdo a los análisis de estabilidad.

Ventajas de los Micropilotes

Algunas de las ventajas de los micropilotes son las siguientes (Abramson y otros 2002):

- No requieren grandes excavaciones de suelos.
- Pueden utilizarse en suelos duros, en suelos blandos y en materiales con bloques de roca.
- No impiden el movimiento de las corrientes de agua.

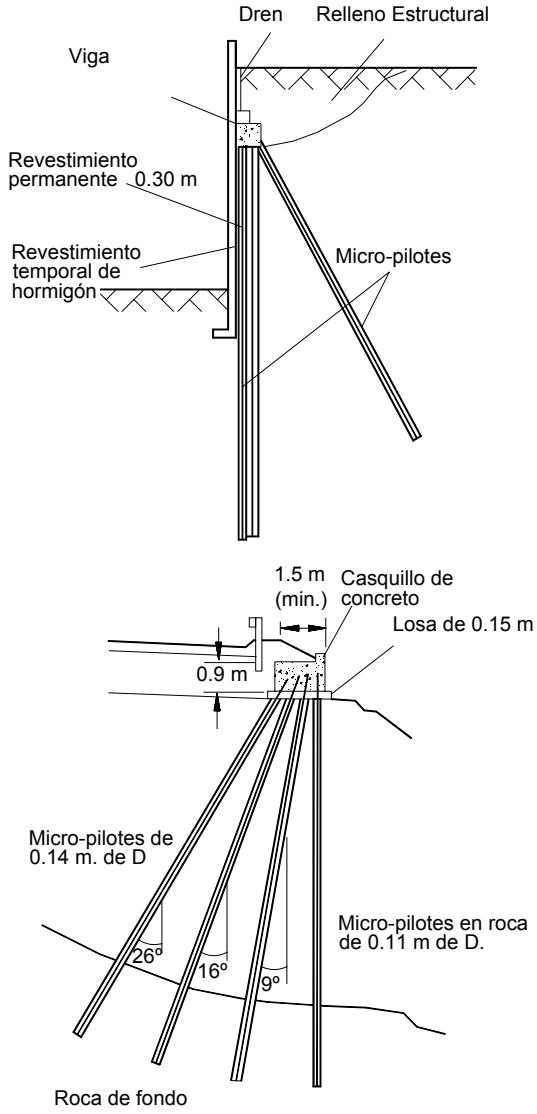


Figura 5.30 Micropilotes no reticulados para la estabilización de deslizamientos (Ueblacker, 1996; Bruce, 1988).

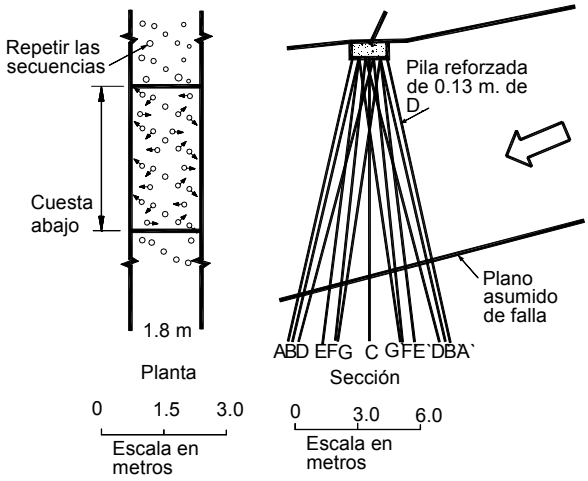


Figura 5.31 Ejemplo del uso de micro-pilotes reticulados para la estabilización de taludes (Palmerton, 1984).

- Pueden diseñarse para contrarrestar cualquier sistema de fuerzas internas.
- Son relativamente fáciles de construir.
- Tienen una gran cantidad de aplicaciones: estabilización, retención, mejora del suelo, cimentación y submuración.

Desventajas de los Micropilotes

Como desventajas de los micropilotes se pueden indicar las siguientes:

- La resistencia al cortante de un micropilote es muy pequeña por su gran esbeltez y área relativamente pequeña.
- La capacidad de resistencia horizontal a tensión de un micropilote inclinado a vertical es relativamente pequeña.
- Para estabilizar deslizamientos de tamaño mediano o grande se requiere colocar una gran cantidad de micropilotes.
- No existen metodologías de diseño universalmente aceptadas.
- Son relativamente costosos.

Construcción de los Micropilotes

La construcción incluye la perforación, la instalación del refuerzo, la inyección y la construcción de una estructura superficial de soporte (Figura 5.32). Para la perforación se pueden utilizar todo tipo de equipos. No es recomendable el uso de bentonita, debido a que se puede formar una torta en la pared que afecta el comportamiento del micropilote. El medio de excavación generalmente incluye agua.

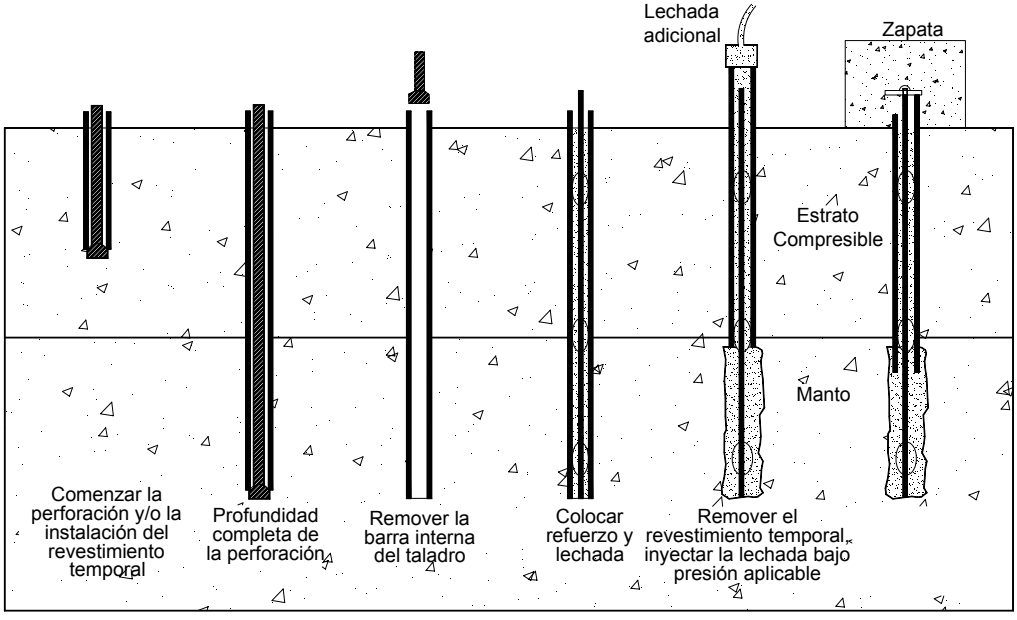


Figura 5.32 Secuencia típica de la construcción de un micro-pilote (Armour y otros, 2000).

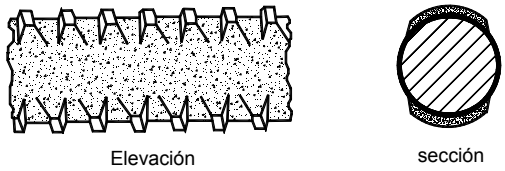


Figura 5.33 Varillas especiales para uso de micro-pilotes (Dwyidag Systems International).

Refuerzos de acero

Generalmente se utilizan varillas de 1 a 2.5 pulgadas de diámetro o grupos de varillas. Se acostumbra colocar centralizadores plásticos para mantener el refuerzo en el centro de la perforación. Existen varillas especialmente corrugadas para micropilotes (Figura 5.33).

Los refuerzos de micro-pilotes con tubería metálica son muy utilizados, especialmente para la estabilización de deslizamientos, debido a que aportan una mayor resistencia al cortante. La tubería tiene perforaciones para permitir la salida de la lechada hacia su parte externa. Es común también la colocación de varias varillas como refuerzo o de varillas y tubería metálica como se muestra en la figura 5.34.

Inyección de micropilotes

El procedimiento de inyección es probablemente la componente clave del éxito de un grupo de micropilotes, porque afecta significativamente la resistencia entre el micropilote y el suelo.

Generalmente, se utiliza lechada de cemento. La relación agua-cemento varía de 0.45 a 0.50 en peso y se obtienen resistencias a la compresión de cerca de 4.000 psi. No se recomienda la utilización de aditivos, pero en ocasiones se requieren plastificantes, especialmente en clima cálidos. En Europa, con frecuencia, se le agrega arena al cemento en una relación 1:1 o 2:1. En estos casos se requieren presiones muy grandes de inyección y una mayor relación agua-cemento, cercana a 0.6.

La práctica actual es la inyección hasta el rechazo, teniendo en cuenta que entre más lechada entra al suelo, el resultado es mayor. Es común que se dejen mangueras en la primera inyección para realizar posteriormente procesos de reinyección.

Diseño de Micropilotes

El diseño de micropilotes incluye los siguientes procedimientos:

- Realizar un análisis para determinar el incremento de resistencia al lado de la crisis de falla potencial requerida para obtener un factor de seguridad adecuado.

$$FS = \frac{R + R'}{A}$$

Donde:

R= resistencia total sobre la superficie crítica de falla

A= fuerzas actuantes sobre la misma superficie

R'= resistencia adicional al cortante que proveen los micropilotes

- Chequear el potencial para falla estructural de los pilotes, debido a cargas de la masa que se mueve utilizando la figura 5.35. Esta figura fue desarrollada por Pearlman y Withiam (1992) con base en la teoría desarrollada por Fukuoka (1977).

  Esta teoría se refiere a los momentos desarrollados en un pilote orientado perpendicularmente a la superficie de falla, asumiendo una distribución uniforme de velocidades del suelo sobre la superficie de falla.

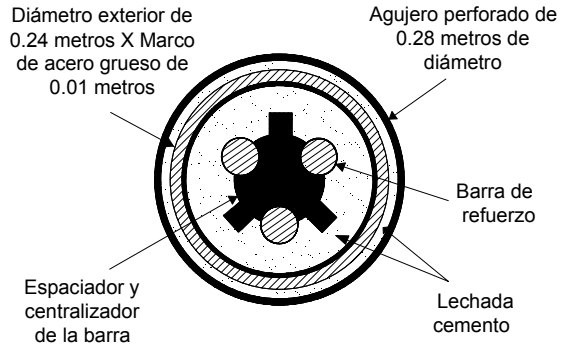
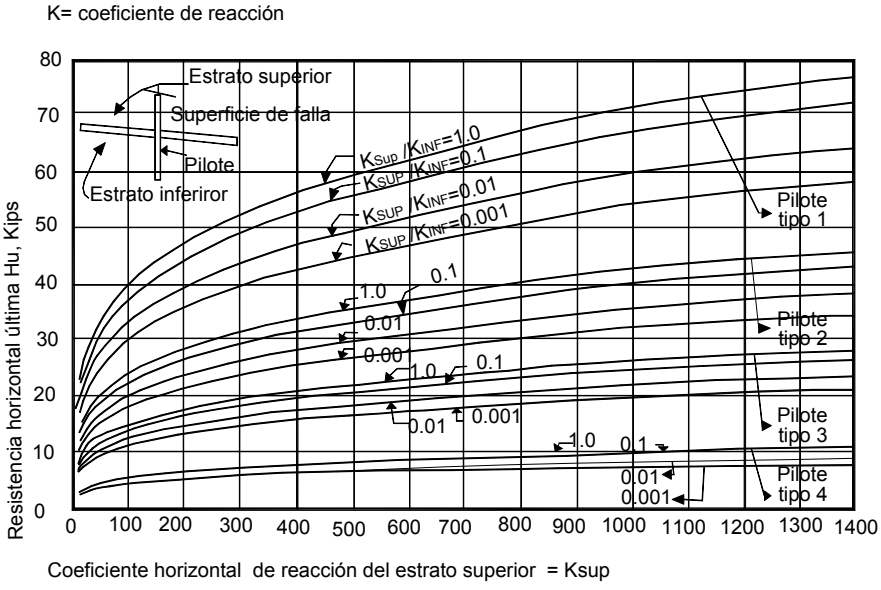


Figura 5.34 Ejemplo de sección de micro-pilote utilizando tubería metálica y varillas de refuerzo (Armour y otros, 2000).



Pilote tipo	Agujero Día (Pulg)	Tubo o varilla (Pulg)	Grosor del tubo (Pulg)	Resistencia del acero Fy (Ksi)	Resistencia del concreto Fc'(Ksi)
1	8	7.0	0.500	80	4
2	6	5.5	0.400	80	4
3	6	4.0	0.375	80	4
4	6	#9	N/A	80	4

Figura 5.35 Grafico para diseño preliminar de resistencia ultima horizontal de micropilotes en taludes (Pearlman y Withiam 1992).

- Chequear el potencial de falla plástica del suelo entre los elementos. Este potencial puede analizarse con un procedimiento desarrollado por Ito y Matsui (1975).

  Basado en esta teoría se predicen los resultados de varios espaciamientos de pilotes y condiciones de suelos que se muestran en la figura 5.36.

Determinación de la Fuerza Adicional de Cortante que deben Aportar los Micropilotes

Los micropilotes en taludes se diseñan para prevenir el movimiento hacia abajo de la masa del talud sobre una superficie potencial de falla. Los micropilotes deben ser capaces de proveer la fuerza requerida para estabilizar el talud, o sea la fuerza que se requiere para incrementar el factor de seguridad de un talud hasta un valor determinado.

Para determinar la fuerza requerida se debe realizar el análisis de estabilidad en varias etapas. Cada etapa requiere de un cálculo o análisis específico.

- Determinar el sitio donde se van a localizar los micropilotes en el perfil del deslizamiento. Los pilotes son más eficientes en la parte central o inferior del movimiento.

- Determinar el valor de la fuerza requerida para estabilizar el talud con micro-pilotes en el sitio determinado.

- Determinar la estabilidad del talud resultante arriba y abajo de los micro-pilotes.

- Determinar si se requieren hileras adicionales de micropilotes y las fuerzas requeridas en cada una de las hileras.

Para determinar el sitio óptimo para la localización de los micropilotes se realiza análisis de estabilidad colocando un pilote supuesto en un determinado sitio y calculando la fuerza de cortante que se requiere para obtener el factor de seguridad requerido. Se repite el análisis para otros sitios hasta obtener en cuál sitio la fuerza requerida de cortante es menor (Figura 5.37). La fuerza de cortante obtenida en el análisis anterior es la fuerza requerida a cortante que debe ser aportada por la hilera de micropilotes. Generalmente el mejor sitio para localizar la hilera de micropilotes se encuentra muy cerca al centroide de la masa deslizada.

Si ya se ha determinado previamente la localización de la hilera de micropilotes, se realiza el análisis de estabilidad y se calcula la fuerza de cortante que se requiere en un pilote vertical supuesto localizado en el sitio determinado. En todos los casos es importante analizar la estabilidad del talud, tanto arriba como abajo de la hilera de micropilotes para determinar si se requieren hileras adicionales.

Transferencia de Carga en los Micropilotes

Los micropilotes resisten las fuerzas de inestabilidad del talud utilizando una combinación de fuerzas axiales desarrolladas en la interface entre el micropilote y el suelo, tanto arriba como abajo de la superficie de falla.

Se asume que el movimiento lateral máximo del micropilote ocurre cerca a la superficie de falla real o potencial (Figuras 5.38 y 5.39). Del mismo modo los esfuerzos de tracción sobre el micropilote son mayores cerca a la superficie de falla.

La capacidad individual de un micropilote aumenta significativamente construyendo los micropilotes inclinados con relación a la superficie crítica real o potencial de falla. Si el micropilote está inclinado, existirá una tendencia al extracción del pilote, lo cual da como resultado una fuerza axial de tensión. En ciertos casos también se pueden producir fuerzas axiales de compresión. Estas fuerzas son movilizadas por la resistencia lateral en la interface micropilote-suelo.

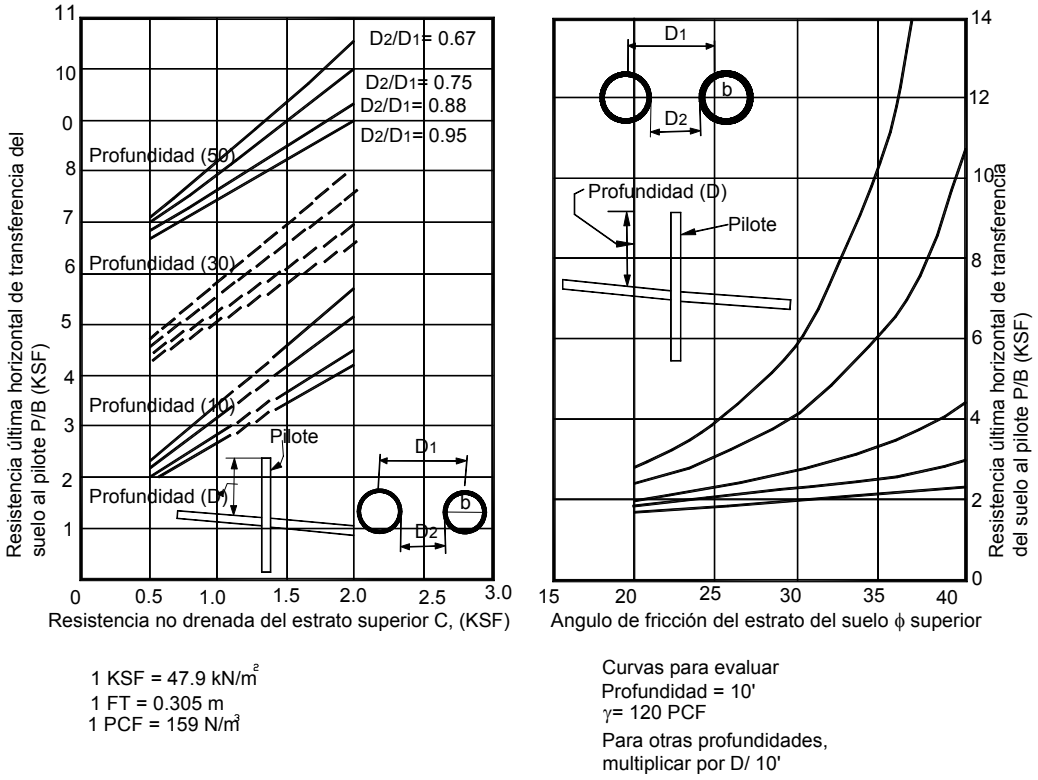


Figura 5.36 Gráficos para esfuerzos últimos de trasferencias del suelo a los micro-pilotes contra resistencia al cortante del suelo (Pearlman y Withiam 1992).

La fuerza máxima axial en el micropilote se presenta cerca a la superficie de falla, en forma similar a como ocurre en los clavos ("nails"). Para que los micropilotes desarrollen la máxima fuerza axial, el micropilote debe estar suficientemente embebido en el suelo por debajo de la superficie de falla para prevenir su arrancamiento o la falla por capacidad de soporte.

La fuerza axial requerida para ser resistida por el micropilote por debajo de la superficie de falla, se asume que es igual a la resistencia que puede desarrollar el micropilote por encima de la superficie de falla con un factor de seguridad.

La resistencia axial última del micropilote por encima de la superficie de falla puede calcularse utilizando la expresión:

$$P_{ult} = \alpha_{arriba} x\ L_{arriba} x \pi x d$$

Donde:

P_{ult} = Resistencia última axial del micropilote por encima de la superficie de falla

α_{arriba} = Resistencia en la interface entre la inyección y el suelo por encima de la superficie de falla

L_{arriba} = Longitud del micropilote desde la superficie de falla hasta la cabeza en la superficie del terreno

d = Diámetro del micropilote

Los valores de α se pueden obtener de ensayos de laboratorio o estimarse de acuerdo a la tabla 5.6

La longitud requerida de los pilotes por debajo de la superficie de falla (L_{abajo}), se puede calcular por medio de la expresión:

$$L_{abajo} = \frac{P_{ult}}{\alpha_{abajo} x \pi x d} x\ FS$$

Donde:

P_{ult} = Resistencia última axial del micropilote por encima de la superficie de falla

α_{abajo} = Resistencia en la interface entre la inyección y el suelo por debajo de la superficie de falla

L_{abajo} = Longitud enterrada requerida del micropilote por debajo de la superficie de falla

FS = Factor de seguridad (se recomienda FS = 2.0)

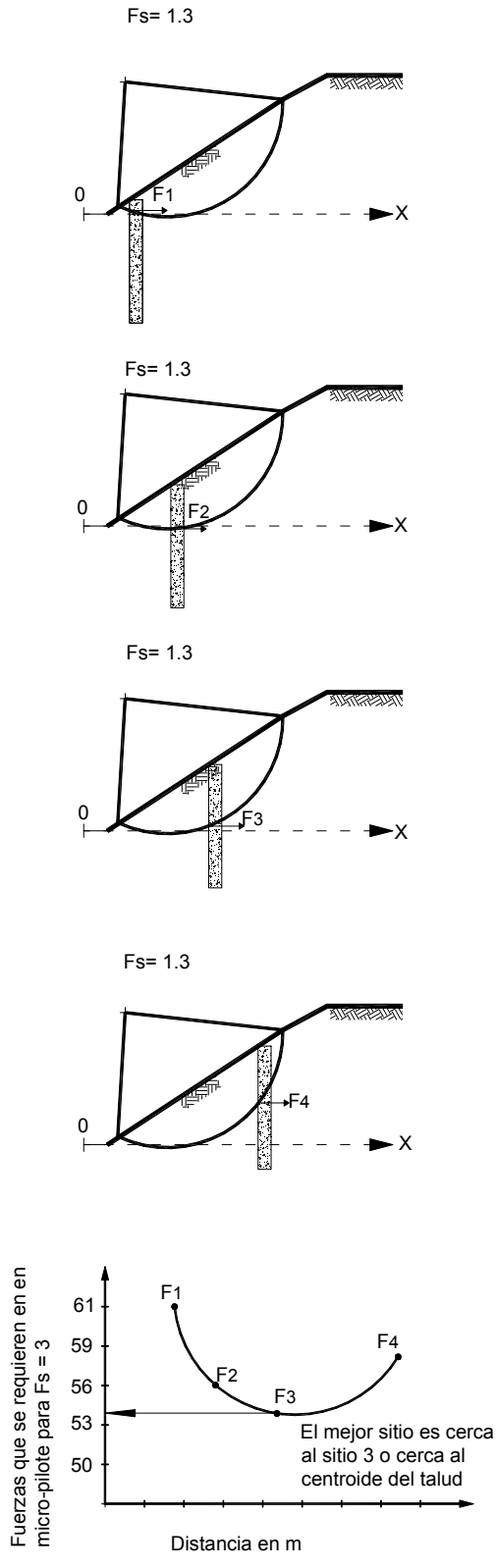


Figura 5.37 Análisis para determinar el sitio óptimo para colocar una hilera de micropilotes.

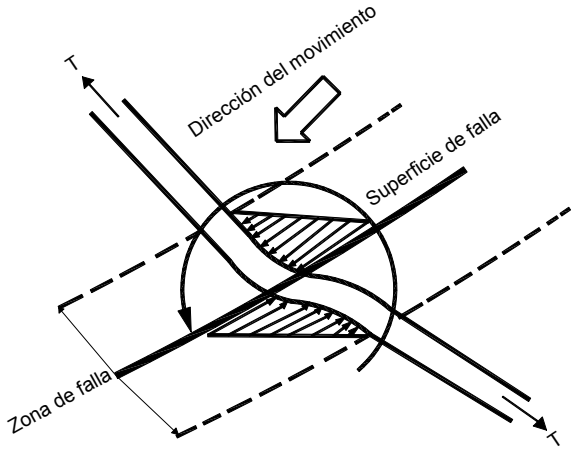


Figura 5.38 Esfuerzos del suelo sobre los micropilotes.

Adicionalmente a la resistencia axial, los micropilotes desarrollan resistencia a la flexión. El objetivo de un diseño es seleccionar un sistema de micropilotes con suficiente capacidad estructural para resistir la fuerza desbalanceada del talud ($F_{requerida}$), sin que ocurra falla estructural del micropilote en un efecto combinado de carga axial y de flexión.

Evaluación de la Capacidad Máxima de Momento a Flexión de un Micropilote Vertical

La resistencia máxima al cortante de un micropilote corresponde a la máxima fuerza de cortante que puede aplicarse al micropilote y que resulta en un momento de flexión máximo dentro del pilote, el cual es exactamente igual a la resistencia última a la flexión del micropilote. Este momento máximo de flexión puede ocurrir en cualquier sitio del micropilote arriba o abajo de la superficie de falla.

La falla de los micropilotes en un deslizamiento ocurre a flexión. Para calcular la resistencia al cortante de un micropilote, se requiere calcular primero la resistencia última a flexión (M_{ult}).

El momento último a flexión de un micropilote vertical se calcula utilizando un programa de computador que modele la interacción suelo-estructura para pilotes con carga lateral (LPILE u otro similar).

El momento último a flexión se calcula para dos condiciones extremas:

- Carga axial igual a cero (P = 0)
- Carga axial última ($P = P_{ult}$, calculada como se indicó anteriormente)
  P_{ult} = Resistencia última axial del micropilote por encima de la superficie de falla

El análisis se realiza con el valor menor del M_{ult} determinado en el análisis con el software, con el objeto de trabajar con el valor menor disponible de resistencia al cortante del micropilote.

Evaluación de la Resistencia al Cortante de un Micropilote Vertical

La máxima fuerza al cortante que puede soportar el micropilote, corresponde a la fuerza de cortante aplicada sobre la superficie de falla, que produzca un momento máximo de flexión en el pilote igual a M_{ult}.

El momento máximo a flexión en el pilote depende de la rigidez del suelo (respuesta p-y) abajo y arriba de la superficie de falla y de la rigidez del micropilote propiamente dicha.

Esta evaluación se puede realizar mediante análisis de pilotes cargados lateralmente utilizando un programa de software (LPILE o similar).

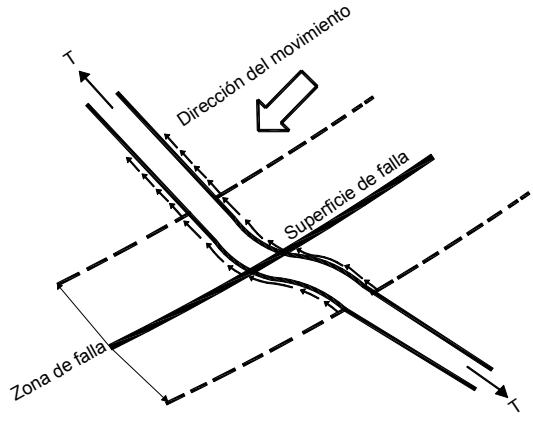


Figura 5.39 Los esfuerzos de tracción del suelo sobre el micropilote son mayores cerca a la superficie de falla y disminuyen al alejarse de esta superficie.

Tabla 5.6 Valores típicos de la resistencia en el contacto suelo-micropilote (α) (Sabatini y otros, 2005).

Material de Suelo o Roca	Resistencia entre el Micropilote y el Suelo kPa
Limo o arcilla blanda, de plasticidad media, con algo de arena	35 a 70
Limo o arcilla dura, densa a muy densa, con algo de arena	50 a 120
Arena fina, suelta a media, con algo de limo	70 a 145
Arena fina, gruesa, densidad media a alta, con algo de limo o grava	95 a 215
Grava media a muy densa, con algo de arena	95 a 265
Detritos glaciales, limos, arenas o gravas, densas, cementadas	95 a 190
Lutitas blandas, poco meteorizadas, sanas a moderadamente fracturadas	205 a 550
Pizarras y lutitas duras, poco meteorizadas, sanas a moderadamente fracturadas	515 a 1.380
Calizas poco meteorizadas, sanas a moderadamente fracturadas	1.035 a 2.070
Areniscas poco meteorizadas, sanas a moderadamente fracturadas	520 a 1.725
Granito y basalto poco meteorizados, sanos a moderadamente fracturados	1.380 a 4.200

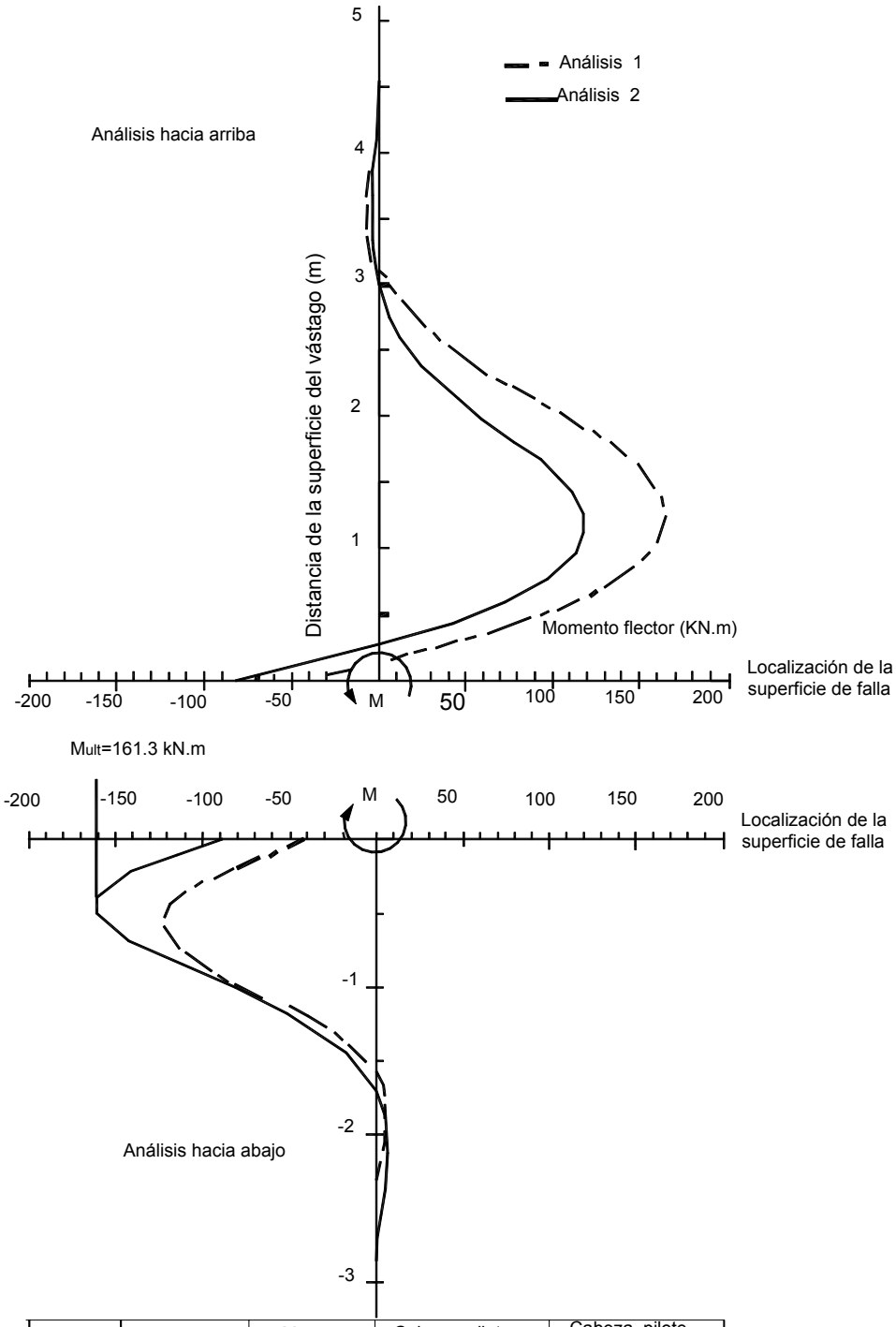
Nota: La resistencia indicada corresponde a inyección por gravedad. En micropilotes inyectados o reinyectados en suelos las resistencias son significativamente mayores.

El análisis se realiza por separado para la porción del pilote por encima de la superficie de falla y para el sector de pilote por debajo de la superficie de falla (análisis "hacia arriba" y análisis "hacia abajo").

Ambos análisis se realizan para las condiciones de carga axial mínima ($P = 0$) y carga axial máxima ($P = P_{ult}$). Las fuerzas de cortante y los momentos aplicados en el análisis en la superficie de falla, realmente son fuerzas internas y momentos dentro del micropilote.

Por la razón anterior, deben satisfacerse los siguientes criterios:

- Se debe utilizar el mismo valor de carga axial para los análisis hacia arriba y hacia abajo.
- La fuerza de cortante debe tener la misma magnitud y dirección para ambos análisis.
- El momento aplicado debe ser el mismo en magnitud, pero de signo opuesto para los análisis hacia arriba y hacia abajo.



Análisis	M (KN.m)	M_{max} (KN.m)	Cabeza pilote Arriba	Cabeza pilote Abajo
1	40	162.98	-0.064	-0.025
2	87	161.00	-0.037	-0.037

Figura 5.40 Ejemplo de diagramas de momentos de flexión calculados para los análisis hacia arriba y hacia abajo de un micropilote (Sabatini y otros, 2005).

- La cabeza del micropilote se modela como libre.

- Debe obtenerse el mismo valor en la pendiente calculada de la inclinación de la cabeza del pilote en la superficie de falla, para los análisis hacia arriba y hacia abajo.

La figura 5.40 muestra un ejemplo de los diagramas de momentos calculados para un análisis hacia arriba y hacia abajo. El análisis consiste en suponer varios momentos en forma iterativa hasta que se obtenga como resultado el mismo valor de la pendiente calculada de la inclinación de la cabeza del pilote en la superficie de falla, para los análisis hacia arriba y hacia abajo; y $M_{max} = M_{ult}$.

Las iteraciones se suspenden cuando se cumplen las dos condiciones anteriores. La fuerza de cortante obtenida en el momento en que se cumplen las dos condiciones es la fuerza de cortante última para diseño de un micro-pilote vertical. Como los micro-pilotes generalmente son inclinados, se requiere evaluar la fuerza máxima lateral en el micro-pilote teniendo en cuenta esta inclinación (Figuras 5.41 y 5.42).

Capacidad al Cortante en una Batería de Micropilotes Inclinados

La máxima fuerza lateral (F_{ult}) que puede resistir un micro-pilote inclinado depende de su localización con respecto a la superficie de falla como se muestra en la figura 5.43. De acuerdo a Poulos y Davis (1980) P_{ult} puede desarrollarse si el pilote se encuentra inclinado más de 30°.

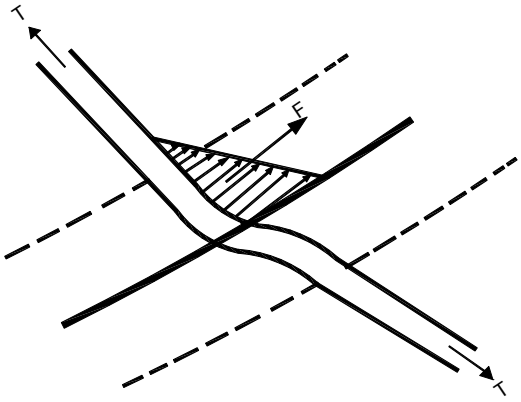


Figura 5.41 Fuerzas del micropilote sobre el deslizamiento en la superficie de falla.

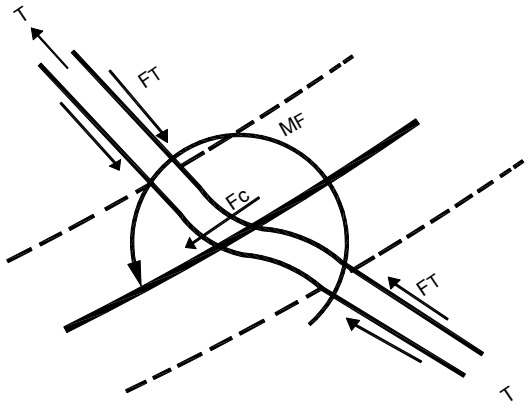


Figura 5.42 Fuerzas que actúan sobre la estructura del micropilote.

La carga lateral sobre el pilote está dada por las expresiones:

Para ψ = 0°

$$F_{ult} = Q_p = 0$$

Para ψ ≥ 30°

$$F_{ult} = Q_p = P_{ult}\cos\psi + P_{ult} sen\psi$$

Para valores intermedios se requiere interpolar entre los dos valores obtenidos.

Donde:

$Q_p = 0$ = es la fuerza máxima de cortante en el análisis con el software para P = 0

$Q_p = P_{ult}$ = es la fuerza máxima de cortante en el análisis con el software para $P = P_{ult}$

El ángulo de inclinación ψ se define en la forma como se muestra en la figura 5.44. Para grupos de pilotes se suman los efectos de la resistencia al cortante de cada pilote. Si se requieren resistencias adicionales, se pueden requerir pilotes adicionales o hileras adicionales de pilotes.

En estructuras de micropilotes se debe ser generoso en el número de micropilotes debido a que la carga es parcialmente asumida por el suelo.

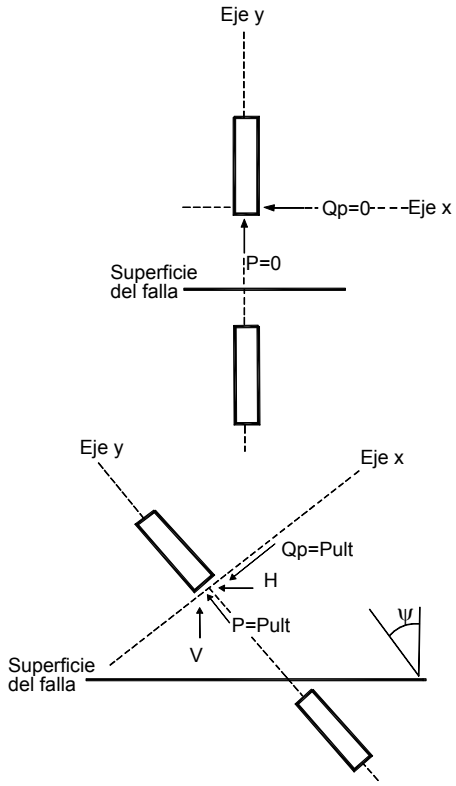


Figura 5.43 Fuerzas que actúan sobre un micropilote vertical y un micropilote inclinado en la superficie de falla (Sabatini y otros, 2005).

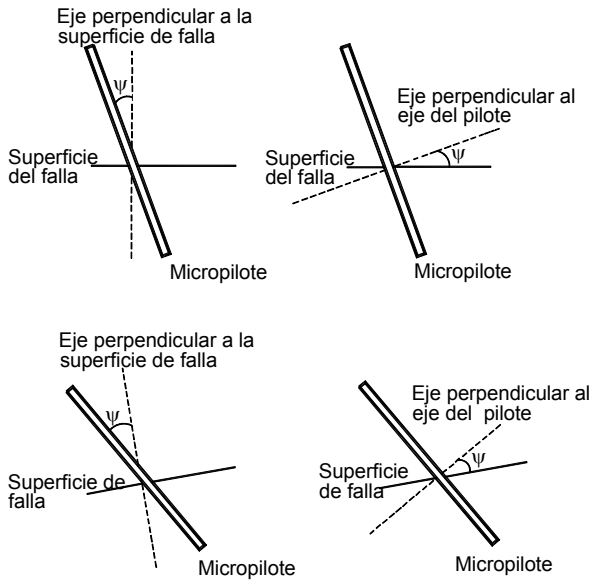


Figura 5.44 Definición del ángulo de inclinación de un micropilote (ψ) para diversas situaciones (Sabatini y otros, 2005).

Potencial de Flujo del Suelo entre Micropilotes

Si los micropilotes se encuentran muy espaciados y el suelo por encima de la superficie de falla es muy débil, existe la posibilidad de que se presente flujo del suelo por entre pilotes adyacentes (Figura 5.45).

La posibilidad de que se presente flujo de suelo entre pilotes puede analizarse utilizando criterios desarrollados por Ito y Matsui (1975) y Hassiotis y otros (1997).

Existen hojas de cálculo y programas de software para analizar la posibilidad de flujo de suelo entre los micropilotes.

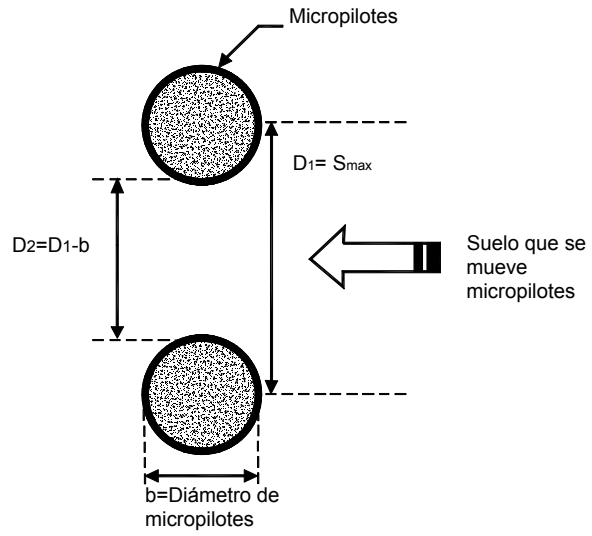


Figura 5.45 Deformación plástica o flujo de suelo entre dos pilotes adyacentes (Sabatini y otros, 2005).

Proceso de Diseño de Estabilización de Taludes con Micropilotes

El procedimiento de diseño de estabilización de taludes utilizando micropilotes de acuerdo a la guía de la FHWA (Sabatini y otros, 2005; Sabatini y otros, 2006 ; Loehr, 2007) se presentan en la tabla 5.7. El diseño incluye el cálculo de la carga por micropilote y el análisis general de estabilidad de los taludes.

Tabla 5.7 Procedimiento para el diseño de micropilotes (Modificado de Sabatini y otros 2005).

Paso 1	**Determinar la Viabilidad del Uso de Micropilotes** Analizar las restricciones de derecho de vía, materiales, equipos, estructuras existentes, aspectos ambientales, estética, sensitividad, movimientos de tierra, costos, etc.
Paso 2	**Información Geotécnica del Deslizamiento o el Talud** Topografía, extensión lateral, perfil de suelo, niveles freáticos, parámetros para el análisis, superficie de falla, sismicidad, etc.
Paso 3	**Evaluar el Factor de Seguridad del Talud Existente** Calcular el factor de seguridad utilizando un software de equilibrio límite. Se diseña para el factor de seguridad mínimo.
Paso 4	**Determinar la Fuerza Adicional Requerida para Estabilizar el Talud** Comparando el factor de seguridad actual con el factor de seguridad de diseño, calcular la fuerza adicional requerida. Se realiza utilizando programas convencionales de estabilidad de taludes. Para el análisis se supone un solo micropilote vertical, y se realizan análisis para varias localizaciones de ese micropilote.
Paso 5	**Seleccionar la Sección del Micropilote y Estimar su Longitud** Se selecciona un tipo de micro-pilote y una sección de refuerzo. Se calcula P_{ult} axial y luego se estima la longitud requerida para que el micropilote tenga una capacidad de dos veces P_{ult}.
Paso 6	**Evaluar la Capacidad de Momento a Flexión de un Micropilote** Se calcula la capacidad del pilote a flexión utilizando un programa de computador. Se requiere especificar las propiedades de la inyección y del acero así como los parámetros del suelo. Se calcula M_{ult} para $P = 0$ y para $P = P_{ult}$.
Paso 7	**Evaluar la Capacidad al Cortante de un Micropilote** Se realizan análisis de carga lateral de pilotes utilizando un programa de software (por ejemplo, LPILE) y se ajusta la fuerza de cortante hasta que $M_{max} = M_{ult}$ y la pendiente de inclinación del pilote coincide para análisis hacia arriba y hacia abajo del micro-pilote.
Paso 8	**Evaluar la Capacidad al Cortante del Grupo de Micropilotes** De acuerdo a los ángulos y localización de los micro-pilotes se calcula la máxima fuerza lateral que soporta el grupo de micro-pilotes.
Paso 9	**Seleccionar el Espaciamiento entre Pilotes** Se selecciona el número e inclinación de los pilotes en una sección, generalmente cada batería tiene dos direcciones de inclinación hacia arriba y hacia abajo del talud.
Paso 10	**Chequear el Flujo de Suelo entre Micropilotes** Se debe evaluar que no ocurra flujo plástico entre micropilotes. Esto se puede analizar utilizando hojas de cálculo o programas de software.
Paso 11	**Diseñar la Estructura de la Zapata Superficial** El diseño se realiza de acuerdo a criterios de ingeniería estructural.

REFERENCIAS CAPÍTULO 5

AASHTO (1996). "Standard Specifications for Highway Bridges". 16th edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.

Abramson L.W, Lee T.S., Sharma S., Boyce G.M. (2002). "Slope stability and stabilization methods". John Wiley & Sons, INC. New York. pp 712.

Armour, T., Groneck P., Keeley J., Sharma, S. (2000). "Micropile Design and Construction Guidelines Implementation Manual". Report FHWA-SA-97-070, Federal Highways Administration, 376 pp.

Bruce, D.A. (1988). "Developments in Geotechnical Construction Processes for Urban Engineering". Civil Engineering Practice, Vol. 3, No. 1, pp 49-97.

Bruce, D.A., and R.A. Jewell (1987). "Soil Nailing: Application and Practice – 2 Parts". Ground Engineering , Vol. 20 No. 1, Jan., pp 21-28.

Byrne , R.J., Cotton, D.M., Potterfield, J., Wolschlag, C., and Ueblacker, G., (1998). "Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls". Federal Highway Administration Report FHWA-SA-96-069R. 530 pp.

Byrne, R.J. (1992). "Soil Nailing: A simplified Kinemattic Analysis". Grouting, soil improvement, and geosynthetics New Orleans (R. H. Bordden, R.D. Holtz, and I. Juran, eds.) Geotechnical Special Publication 30, American Society of Civil Engineers, New York, Vol.2, pp. 751-764.

Clough, G.W. and O'Rourke, T.D., (1990). "Movements of InSitu Walls". Proceedings, Design and Performance of Earth Retaining Structures, Cornell University, Ithaca, New York, pp. 439-470.

Clouterre Project (1991). "French National Research Project on Soil Nailed Walls". English translation by the Federal Highway Administration Report FHWA-SA-93-026.

Cornforth D.H., (2005). "Landslides in practice investigation, analysis, and remedial/ preventative options in Soils". John Wiley & Sons, Inc. Hoboken, New Jersey. pp. 596.

Elias, V., Juran I.. (1988). "Soil Nailing for stabilization of Highway slopes and excavations". Report FHWA-RD-89-198. FHWA, U.S. Department of Transportation, 210 p.

Felio B.Y., Vucetic, M., Hudson M., Barar, P., and Chapman, R. (1990). "Performance of Soil Nailed Walls During the October 17, 1989, Loma Prieta Earthquake". Proceedings, 43rd Canadian Geotechical Conference, Quebec, Canada, pp. 165-173.

Fukokua, M,. (1977). "The Effects Horizontal Loads on Piles Due Landslides". Proceeding, Speciality Session 10, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Japan, pp. 27-42.

Gassler, G, Gudehus, (1981). "Soil Nailing-Some Soil Mechanic Aspects of In-Situ Reinforced Earth". Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 3, Session 12 Stockholm, pp. 665-670.

Hassiotis S., Chameau J.L., Gunaratne M., (1997). "Design method for stabilization of slopes with piles". ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123(4), 314-323.

Hoek, E. (1983). "Strength of jointed rock masses". Geotechnique, Vol.33, No. 3, pp.1878-223.

Ito, T., Matsui, T., (1975). "Methods to Estimate Lateral Force Acting on Stabilizing Piles". Soil and Foundations, Vol. 15, No. 4.

Juran I., Benslimane A., Bruce D.A. (1996). "Slope stabilization by micropile reinforcement". Proceedings of the seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp1715-1726.

Juran, I ., (1977). "Dimensionnement interne des Ovrages en Terre Armee" Thesis for Doctoralte of Engineering. Laboratoire Central des Ponts et Chaussees, Paris.

Kavazanjian, E. Jr., Matasovic, N., Hadj-Hamou, T., and Sabatini, P.J., (1997). "Design Guidance: Geotechnical Earthquake Engineering for Highways, Volume I, Design Principles". Geotechnical Engineering Circular No. 3, Report FHWA-SA-97-076, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Kramer S.L., (1996). "Geotechnical Earthquake Engineering". Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.

Lazarte C.A. Elias V. Espinosa D., Sabatini P.J. (2003). "Soil Nail Walls". Geotechnical Engineering Circular No. 7. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration. Washington, pp. 305.

Lizzi, F. (1985). "Pali Radice". (Root Piles) and "Reticulated Pali Radice, Underpinning". S. Thorburn and J.F. Hutchison, Eds. Glasgrow and London: Surrey University Press, Chapter 4.

Loehr, E. (2007). "Micropiles for Slopes Stabilization Workshop". First North American Landslides Conference – Vail, Colorado.

Palmerton, J. B. (1984). "Stabilization of Moving Land Masses by Cast-in-Place Piles". Report GL-84-4, U.S. Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississipi, Report GL-84-4, 134 pp.

Pearlman, S. L. y J. L. Withiam. (1992). "Slope Stabilization Using In-Situ Earth Reinforcements" Proceedings of speciality Conference on Stability Performance of Stopes and Embankment-II, ASCE Geothechnical Special publication No 31 Berkeley California, pp. 1,333-1,348, June.

Porterfield, J.A., Cotton, D.M. and Byrne, R.J. (1994). "Soil Nailing Field Inspectors Manual, Project Demonstration 103". Publication No. FHWA-SA-93-068, Federal Highway Administration, Washington D.C.

Poulos , H.G. , Davis, E.H. (1980). "Pile Foundation Analysis and Design". John Wiley and Sons, pp 397

Rabejac, S. and Toudic P. (1974). "Construction d'un jmur de soutènement entre Versailles-Chantiers et Versailles-Matelots". Trans: Construction of a retaining wall between Versailles-Chantiers and Versailles-Matelots, Revue générale des chemins de fer, Vol. 93, pp. 232-237.

Sabatini, P. J., Tanyu, B., Armour, T., Groneck, P., Keeley J. (2005). "Micropile Design and Construction (Reference Manual for NHI Course 132078)". U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. Publication No. FHWA NHI-05-039.

Sabatini, P. J., Tanyu, B., Armour, T., Groneck, P., y Keeley J. (2006). "Participant Workbook – Micropile Design and Construction (for NHI Course 132078)". U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. Publication No. FHWA NHI-05-040.

Schlosser, F., (1983). "Analogies et differences dans le Comportement et le Caicul des Ouvrages de Soutenement en Terre Arme et par Clougae du Sol", Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, No. 418.

Shen, C.K., Hermann L.R.,. Romstad K.M, Bang S., Kim Y.S., De Natale J.S., (1981), "An in-Situ Earth Reinforced Lateral Support System" Report 81-03 for the University of California, Davis, California, March.

Sivakumar-Babu G. L., Srinivada-Murthy B. R., Srinivas A. (2002) "Analysis of construction factors influencing the behaviour of soil-nailed earth retaining walls". Ground Improvement 6, No. 3, p.137–143

Stocker , M.F., Korber G.W., Gässler, G., and Gudehus, G. (1979). "Soil Nailing". In International Conference on Soil Reinforcement I, Paris, France, Vol. 2, pp. 469-474.

Tatsuoka, F., Koseki, J., and Tateyama, M. (1997). "Performance of reinforced soil structures during the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake". Special Lecture, in Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement (IS Kyushu '96). Balkema, Vol. 2, pp. 973-1008.

Tufenkjian, M.R. (2002). "Performance of Soil Nailed Retaining Structures During the 2001 Nisqually, Earthquake". Proceedings of the 7th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, July 21-25, Boston.

U.S. Forest Services (1994). "Application Guide for Launched Soil Nails", Vol. 1 and 2, FHWA-FPL-93-003, Washington D.C., 60 pp.

Ueblacker, G. (1996). "Portland Westside Lightrail Corridor Project Micropile Retaining Wall". Foundation Drilling. November, pp. 8-12.

Wyllie, D.C., Norrish, N.I. (1996). "Rock Strength Properties and Their Measurement". Chapter 14, Landslides Investigation and Mitigation Special Report 247, Transportation Research Board, pp. 372-390.

Xanthakos, P. P., L. W. Abramson, D. Bruce, (1994). "Ground Control and Improvement". New York: Wiley.

Capítulo 5

Pernos, Clavos y Micropilotes

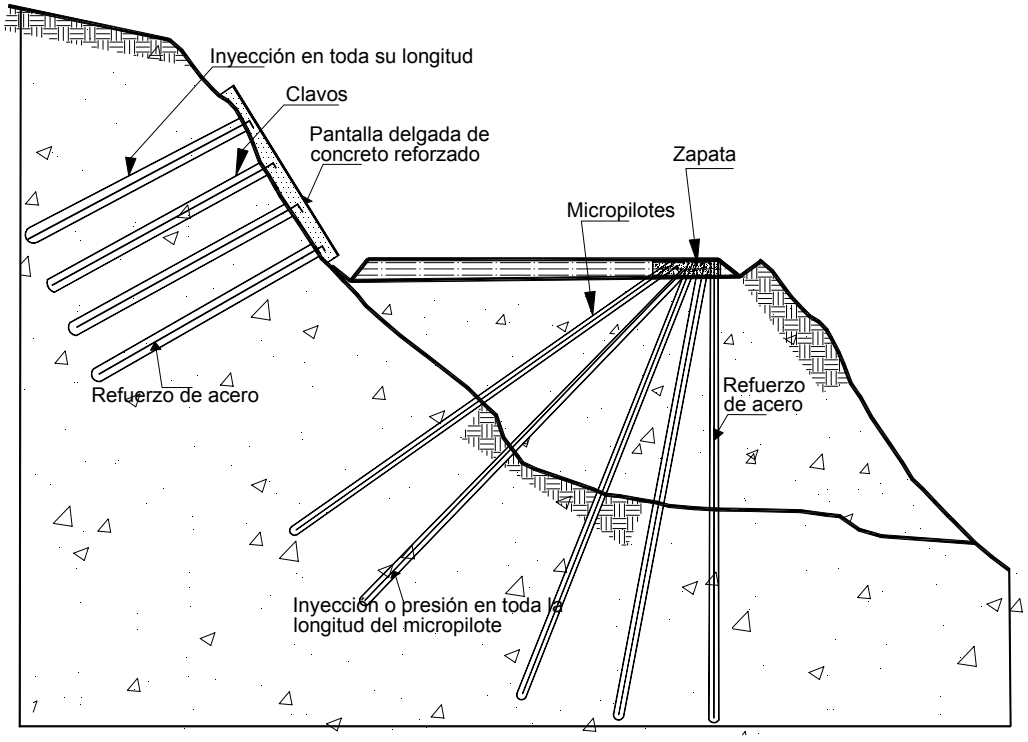


Figura 5.1 Uso de clavos y micropilotes para estabilizar los taludes de una vía.

Los pernos, clavos y micropilotes son inclusiones pasivas de refuerzo de acero con lechada de cemento, colocadas dentro de una masa de suelo o roca, con el objeto de mejorar su estabilidad. Los pernos se utilizan principalmente en macizos de roca para evitar movimientos relativos de los bloques.

Los clavos se colocan en suelos residuales o materiales relativamente duros para dar rigidez los taludes, y los micropilotes son estructuras pasivas de soporte o estabilización.

Los tres sistemas son similares en su estructura pero su mecanismo de trabajo es diferente. Las inclusiones pasivas son utilizadas con mucha frecuencia como herramienta de estabilización, especialmente en taludes de carreteras.

En la figura 5.1 se muestra un caso de estabilización del terraplén de una vía utilizando micropilotes y del talud superior en corte con una estructura de clavos. En la figura 5.2 se presentan dos ejemplos de estabilización de macizos de roca por medio de pernos.

PERNOS

Los pernos son elementos estructurales generalmente constituidos por varillas de acero colocadas dentro de una perforación, la cual se inyecta posteriormente con cemento para unir la varilla al macizo de roca.

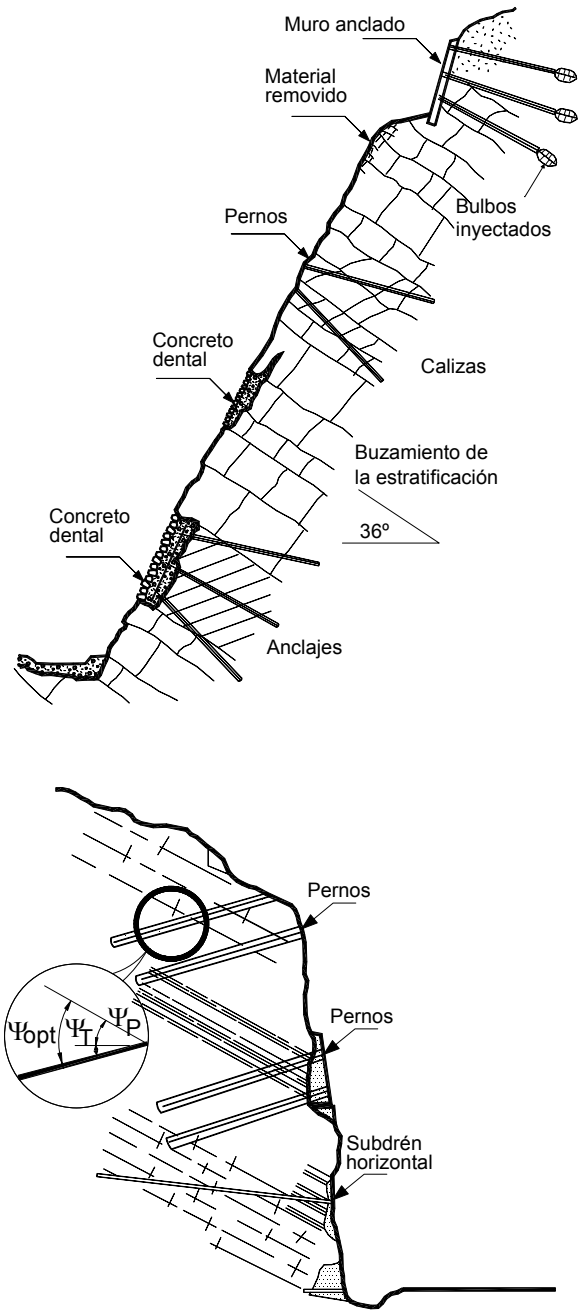


Figura 5.2 Estabilización de un manto rocoso utilizando pernos

Realmente lo que ocurre es un refuerzo del macizo de roca por intermedio de la varilla. En esta forma se pueden evitar los caídos de roca y en ocasiones, los deslizamientos de macizos de roca fracturada con discontinuidades muy espaciadas.

El diseño de los pernos generalmente es empírico basado en un análisis de las discontinuidades en el macizo y de la estabilidad de los bloques. La parte más importante del diseño es determinar la localización, ángulo de inclinación y longitud de cada perno.

El detalle común de las tecnologías de pernos es que minimizan la relajación o desprendimiento de los bloques de roca (Hoeck, 1983). Una vez los bloques se sueltan, es muy difícil recobrar la estabilidad completa del macizo, por eso es muy útil que se realice la colocación de anclajes previamente a una excavación (Wyllie y Norrish, 1996).

Este prerefuerzo se puede lograr instalando anclajes a medida que se avanza con el corte instalando pernos en la cresta de éste, antes de la excavación.

Los pernos tienen similitud con los anclajes pero no son pretensados. Generalmente son varillas de acero cementadas a la roca y con una platina y tuerca en la cabeza. Los pernos tienen menos de 10 metros de largo y se utilizan para reforzar bloques sueltos o mantos de roca. Su longitud depende de la geometría del macizo. Su espaciamiento típico es de 2 a 3 metros.

El perno se fija a la roca utilizando una resina, un cemento o por un sistema mecánico (Figura 5.3). El sistema de resina incluye cartuchos de un líquido y de un endurecedor, los cuales se mezclan en un tiempo de curado que varía de acuerdo al producto entre 1 y 90 minutos. El tiempo de curado también depende de la temperatura ambiente. El sistema consiste en insertar los cartuchos en el hueco para llenar el espacio entre el hueco y el perno.

Es importante que el diámetro del hueco y el tamaño de la varilla estén dentro de una tolerancia especificada, en tal forma que la resina se mezcle y funcione correctamente. La barra se introduce en el hueco y se mezcla la resina haciéndola rotar.

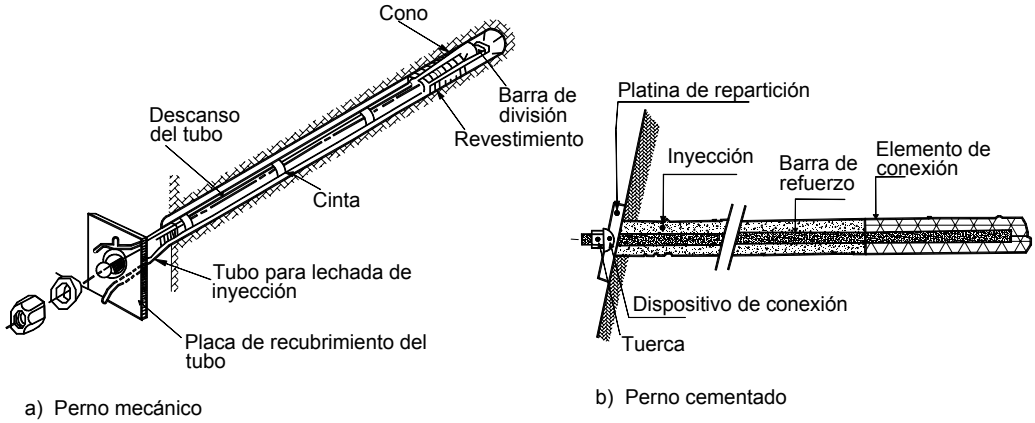


Figura 5.3 Tipos de pernos.

La principal ventaja de los pernos con resina es la simplicidad y velocidad de instalación y la desventaja es que la capacidad de los pernos se limita generalmente a 400 kN y el hecho de que solamente se pueden utilizar barras rígidas. Además, la resina no es tan efectiva para controlar la corrosión como el cemento.

LOS CLAVOS (“NAILS”)

Los clavos fueron desarrollados en Europa y la primera aplicación fue en Francia en 1972 (Rabejac y Toudic, 1974). El sistema de clavos o “Soil Nailing” es un método de refuerzo *in-situ* utilizando refuerzos inyectados capaces de movilizar resistencia a tensión en el caso de ocurrencia de un movimiento. El término “Nail” se utiliza en todos los idiomas y la traducción al español “clavo” tiene una utilización menor.

Se diferencian de los pilotes en cuanto que los clavos no resisten cargas laterales a flexión, y de los anclajes pretensionados en que son pasivos (No se pretensionan) (Figura 5.4). Los clavos requieren espaciamientos menores que los anclajes y actúan como un refuerzo del suelo aumentando la resistencia interna del macizo al cortante.

Elementos Constitutivos de los Clavos

Los clavos pueden ser varillas de acero, tubos o cables que se introducen dentro del suelo natural o la roca blanda y son inyectados dentro de huecos pre-perforados (Figura 5.5). En la cabeza se puede colocar una platina y rosca o puede colocarse la varilla doblada.

Superficialmente se coloca una pantalla de concreto lanzado reforzada para darle continuidad superficial y apoyo a los refuerzos. Generalmente son espaciados a distancias relativamente pequeñas. Los clavos pueden ser hincados o inyectados en perforaciones previamente realizadas.

Junto con el suelo estos clavos forman una estructura de suelo reforzado. Comúnmente se utiliza un clavo por cada uno o seis metros cuadrados de suelo de superficie. Los clavos se utilizan para estabilizar cortes y permitir la construcción de arriba hacia abajo.

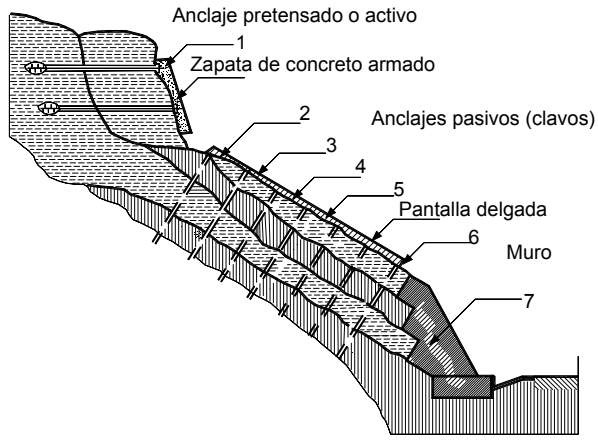


Figura 5.4 Clavos vs. anclajes. Los anclajes son pretensionados y los clavos son pasivos (sin pretensionamiento).

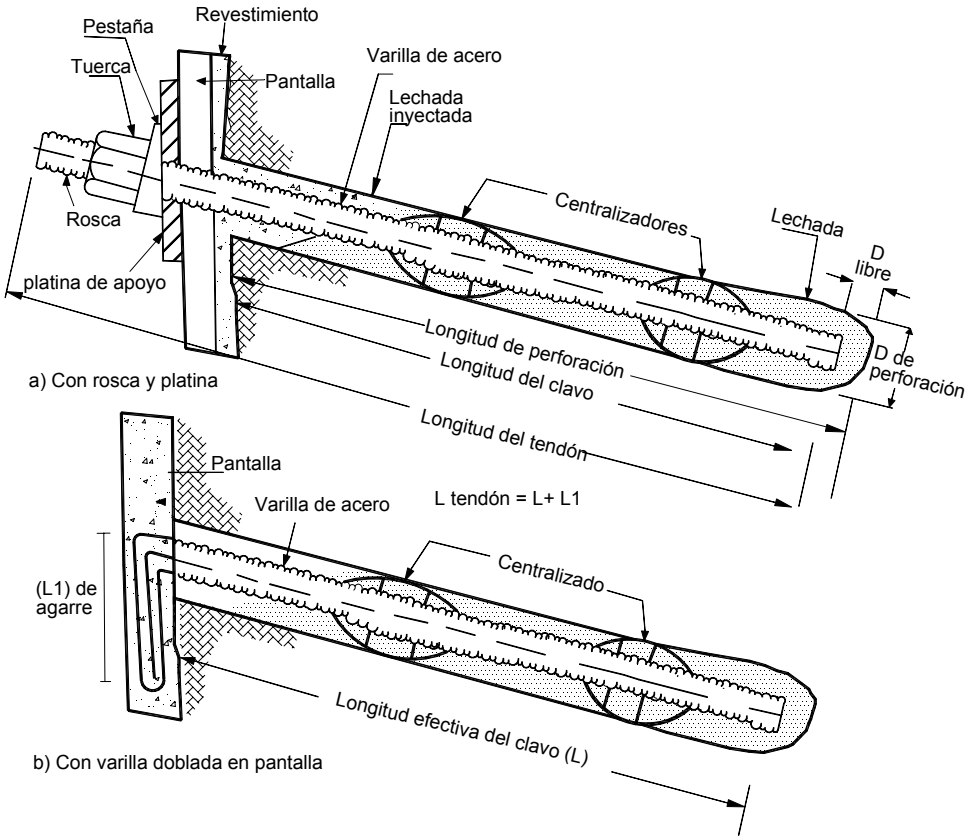


Figura 5.5 Esquemas de los tipos de clavo.

La estabilidad de la superficie del terreno es controlada por una capa delgada de concreto lanzado, de 12 a 18 centímetros de espesor con una malla de refuerzo. Estas estructuras se les utilizan tanto en suelos granulares como cohesivos.

Funcionamiento de los Clavos

La estabilidad de una estructura claveteada se basa en los siguientes factores:

- Desarrollo de fricción o adhesión en la interface suelo-clavo (Refuerzo del suelo).
- Resistencia pasiva desarrollada a lo largo de la superficie perpendicular a la dirección del clavo.
- Transferencia de cargas a través de suelos sueltos o blandos a un material mucho más competente.

Los sistemas de clavos son relativamente flexibles y por lo tanto resistentes a fuerzas sísmicas; sin embargo, el comportamiento dinámico de estas estructuras es relativamente desconocido. Se sabe que se comportan muy bien en los sismos, pero se requiere desarrollar sistemas de diseño para éstos.

Esta tecnología ha sido utilizada especialmente para la estabilización de excavaciones temporales y hay alguna preocupación sobre la rata de corrosión del material utilizado; sin embargo, en el mercado han aparecido materiales y protecciones de alta resistencia a la corrosión.

Elías (1991) y Byrne (1992), presentan algunos sistemas de diseño. Debe tenerse en cuenta que algunos de los procedimientos de instalación de clavos están protegidos por patentes.

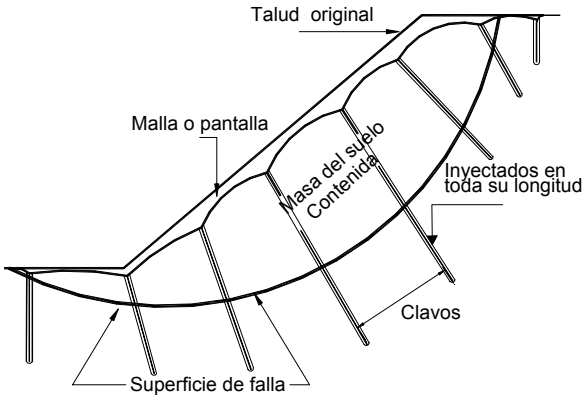


Figura 5.6 Esquema de clavos en un deslizamiento.

Aplicaciones de las Estructuras Claveteadas

Los clavos son muy utilizados para las siguientes situaciones:

- Excavaciones semiverticales en cortes de carreteras
- Estribos de puentes
- Estructuras provisionales para reparación de otras estructuras.
- Estabilización de taludes en rocas fracturadas y meteorizadas, suelos residuales y saprolitos (Figura 5.6).
- Estructuras de contención para la protección de cimientos sobre taludes.

Ventajas de los Clavos

Las principales ventajas de los clavos con relación a otros sistemas de anclajes o a muros de concreto armado son las siguientes (Abramson y otros, 2002; Lazarte y otros, 2003; Xanthakos y otros 1994):

- Bajo costo. Las varillas de acero son más económicas que los torones o cables. El concreto lanzado entre clavos es delgado
- Requiere profundidades menores de refuerzo que los muros anclados.
- Permite la excavación por tramos y de arriba hacia abajo (Figura 5.7).
- La instalación de los clavos es relativamente rápida.

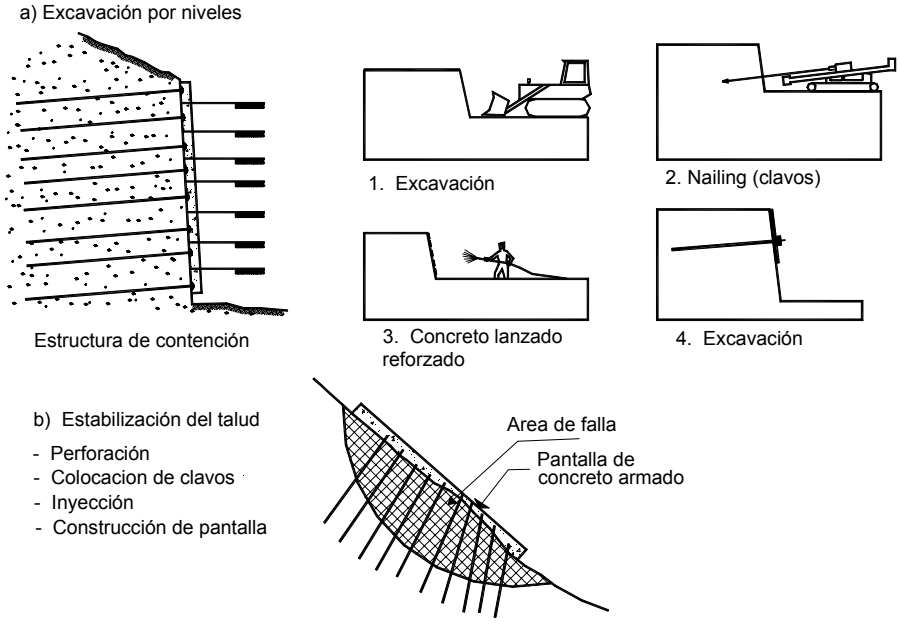


Figura 5.7 Esquema general de la construcción de clavos.

- Utilizan equipos livianos. Los clavos se construyen utilizando equipos convencionales de perforación e inyección y pueden ser utilizados en sitios con difícil acceso y espacio limitado.

- Adaptación a diferentes condiciones de suelo. En suelos heterogéneos donde aparecen bloques de roca, los clavos perforados tienen grandes ventajas constructivas sobre los pilotes o los anclajes de gran diámetro.

- Flexibilidad. Las estructuras de clavos son más flexibles que las de concreto armado y resisten mayores movimientos diferenciales.

- Redistribución de los esfuerzos. Si por alguna razón un clavo se sobre-estresa, la carga se redistribuye a los clavos vecinos y no falla la estructura total.

- Comportamiento sísmico. Los clavos se comportan muy bien en el caso de sismos.

Desventajas de los Clavos

Las desventajas de los clavos son las siguientes (Lazarte y otros, 2003; Xanthakos y otros 1994):

- Se requiere mayor número de refuerzos que en una pantalla anclada.

- El sistema de clavos no es eficiente en suelos blandos y se requiere cierta rigidez de los materiales del talud.

- Los taludes deben ser lo suficientemente resistentes para resistir las excavaciones sin fallar.

- Para que funcione el sistema, se requiere que ocurra deformación en el suelo para movilizar la resistencia de los clavos.

- Para poder aplicar el concreto lanzado no debe aflorar agua freática sobre la fachada del muro.

- Es difícil construir sistemas de drenaje confiables.

- Se puede requerir alivio de presiones para poder construir la estructura.

- El número de clavos es de tal magnitud que puede ocurrir interferencia con redes de servicios públicos en zonas urbanas.

Tipos de Material para la Aplicación de Clavos

Los clavos se pueden construir en una gran variedad de suelos, pero generalmente se requiere que la excavación vertical del muro pueda realizarse por tramos no soportados, que no exista nivel freático y que no se requiera encamisado de las perforaciones por unas pocas horas mientras se coloca el clavo.

Este sistema es mucho más efectivo en suelos granulares cementados, en rocas meteorizadas, suelos residuales y en arcillas limosas duras. El suelo debe tener suficiente resistencia para resistir un talud vertical de aproximadamente dos metros de altura sin deformación.

Los suelos preferidos para la colocación de clavos son los siguientes:

Roca meteorizada y suelos residuales. La roca meteorizada es un excelente material de soporte para los clavos y estos actúan en forma muy efectiva para evitar los movimientos horizontales, las inclinaciones y los deslizamientos superficiales. Es deseable que la meteorización sea relativamente uniforme aunque no es un requerimiento obligatorio.

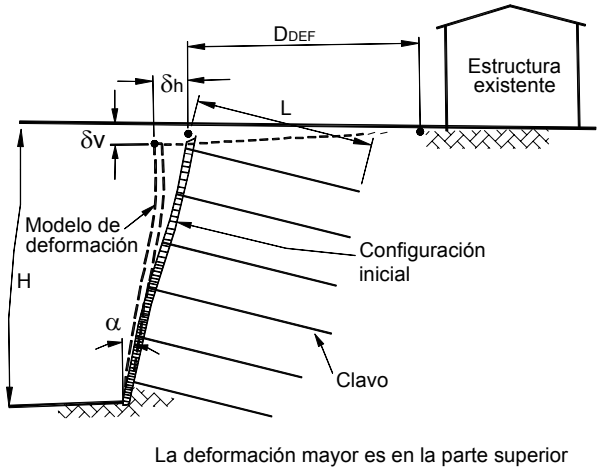


Figura 5.8 Deformaciones de los muros de clavos (Byrne y otros, 2008)

Suelos granulares cementados. Incluyen las arenas y gravas con valores de N en el ensayo SPT de más de 30 golpes/pie y más del 10% de finos. Se requiere que la cohesión sea mayor de 5 Kpa (Lazarte y otros, 2003).

Suelos cohesivos duros. Los suelos cohesivos duros, las arcillas, arcillas limosas, limos arcillosos, arcillas arenosas y otras combinaciones permiten la colocación de clavos. Como criterio se requiere que el valor de N en el ensayo SPT sea de más de 9 golpes/pie. En lo posible el índice plástico debe ser menor de 15 y la cohesión superior a 10 Kpa.

No es recomendable la construcción de clavos en las siguientes situaciones:

- Suelos granulares secos, sin finos y poca cohesión.

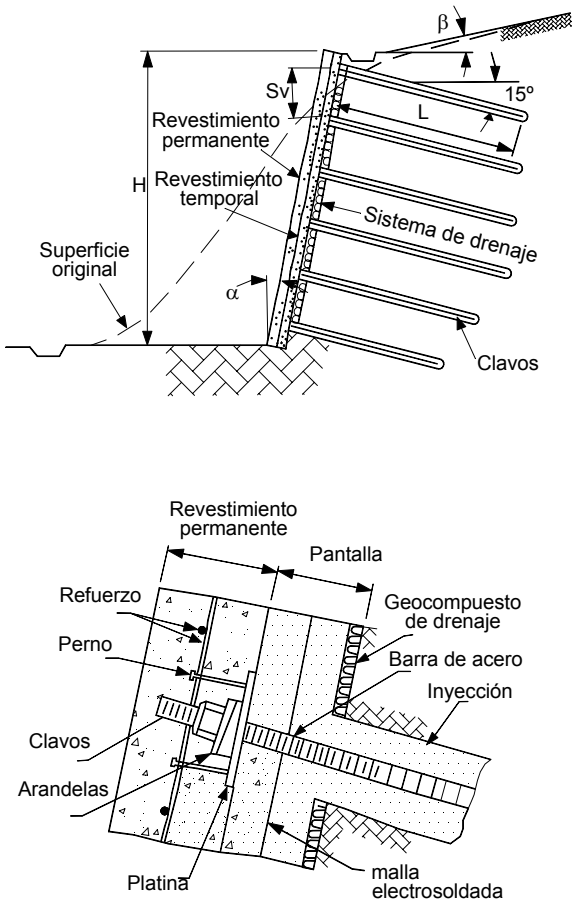


Figura 5.9 Sección típica de una pared de clavos y detalles del sistema utilizado en los Estados Unidos para las cabezas de los clavos (Modificado de Lazarte y otros, 2003).

- Arcillas blandas
- Suelos con grandes bloques de roca
- Suelos con niveles freáticos
- Suelos orgánicos
- Suelos corrosivos

Deformaciones de las Estructuras de Clavos

Las observaciones de campo han demostrado que la deformación de un muro de clavos es mayor en la parte superior que en la parte inferior, generándose un desplazamiento similar a un volteo (Figura 5.8).

Para muros diseñados con los factores de seguridad especificados, Clouterre (1991) indicó que las deformaciones en la parte superior del muro eran de aproximadamente 0.1% de la altura del muro H en suelos duros y rocas meteorizadas y 0.3%H en suelos arcillosos.

Clough y O'Rourke (1990) mostraron que los movimientos horizontales de un muro de clavos promedian 0.2%H, lo cual está de acuerdo con la investigación de Clouterre.

Teniendo en cuenta que las deformaciones son superiores en la parte alta del muro, la primera hilera de clavos no debe tener una profundidad superior a 90 centímetros por debajo de la corona del muro (Cornforth, 2005).

Resistencia de los Clavos a los Sismos

Los muros en clavos se comportan muy bien en las regiones sísmicas, debido a su flexibilidad que hace que los refuerzos controlen los esfuerzos sísmicos fácilmente.

Ensayos sobre clavos realizados en California después del sismo de Loma Prieta de magnitud 7.5 en 1989 con el 150% de su carga de diseño, mostraron que no se presentó pérdida alguna en su capacidad por acción del sismo (Felio y otros, 1990).

Las estructuras de clavos se comportan más eficientemente que los anclajes pretensados, en el caso de sismos.

Elementos Básicos de una Estructura de Clavos

Los clavos consisten en perforaciones en las cuales se coloca una varilla de acero y luego se inyecta con lechada, como se muestra en la figura 5.9.

Los componentes típicos de un muro de clavos son los siguientes:

Perforación. Las perforaciones se realizan utilizando algunos de los muchos sistemas disponibles de perforación incluyendo rotación, percusión, roto-percusión y "auger". La selección del tipo de perforación generalmente, depende de la disponibilidad de equipos en la localidad. Sin embargo, en ocasiones el diseñador especifica un sistema de perforación de acuerdo a las condiciones del sitio y especialmente cuando se requiere proteger estructuras o utilidades cercanas. Los diámetros de las perforaciones varían entre 4 y 12 pulgadas y los diámetros más comunes son los de 5 a 8 pulgadas.

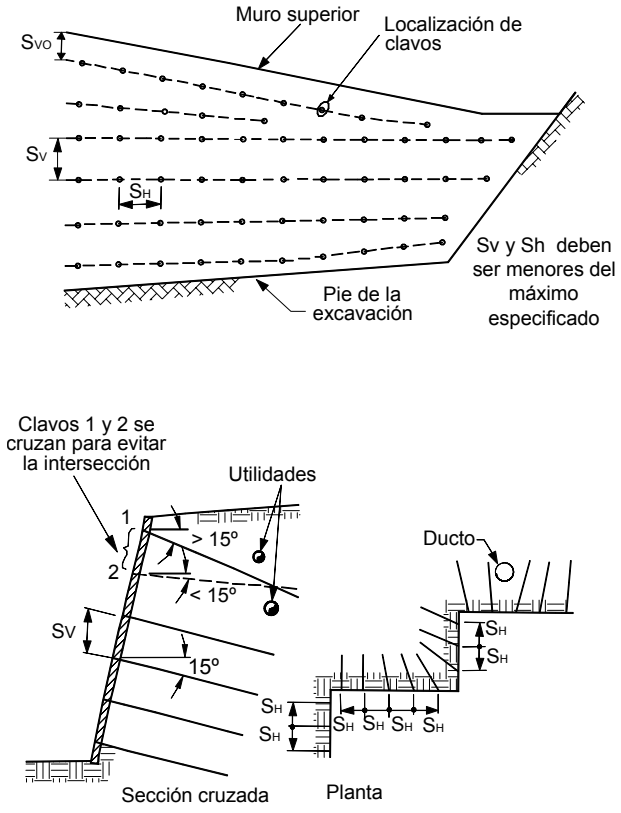


Figura 5.10 Patrones para la colocación de clavos en situaciones complejas (Lazarte y otros, 2003)

La inclinación de las perforaciones varía generalmente de 10° a 20° y la típica es de 15°. Las inclinaciones de menos de 10° no son recomendables por la dificultad para inyectar la lechada. En ocasiones se requieren inclinaciones diferentes para evitar ductos o estructuras, o para que no se presente traslapo entre los clavos (Figura 5.10).

Los espaciamientos varían generalmente entre 1 y 3 metros. Entre mayor sea el espaciamiento mayor es la carga sobre los clavos y menor su efectividad como estructura de contención. El espaciamiento horizontal es comúnmente el mismo vertical. En ocasiones se especifica un espaciamiento mínimo y uno máximo para lograr los efectos deseados.

Las longitudes de los clavos dependen de la localización de la superficie de falla real o potencial. Es muy común que se utilicen longitudes uniformes, pero en ocasiones se diseñan longitudes diferentes de acuerdo a las características geológicas y al comportamiento de la estructura. Comúnmente los clavos superiores son más largos que los inferiores.

Barras de acero de refuerzo. El componente principal de un clavo es una varilla de acero sólida, la cual se coloca en las perforaciones pre-excavadas y luego se inyecta. Se utilizan generalmente varillas con resistencia a la tensión de 420 a 520 MPa (grado 60 o 75). Se utilizan diámetros entre 19 y 43 milímetros (varillas número 6 a número 14). Las longitudes de los refuerzos generalmente se ajustan a las longitudes comerciales de las varillas (6, 12 y 18 metros). En los Estados Unidos se acostumbran varillas con la punta roscada, con el objeto de colocar una pequeña fuerza de tensión utilizando una tuerca y una llave.

Centralizadores. Los centralizadores son elementos de PVC u otro tipo de plástico que se instalan a lo largo de la varilla, en espaciamientos de aproximadamente 2.0 metros. El objeto de estos centralizadores es evitar el contacto del refuerzo con el suelo.

Protección contra la corrosión. Se recomienda que la varilla de acero tenga una protección adicional contra la corrosión. Este requisito puede obviarse si se garantiza que la lechada es suficiente protección contra la corrosión.

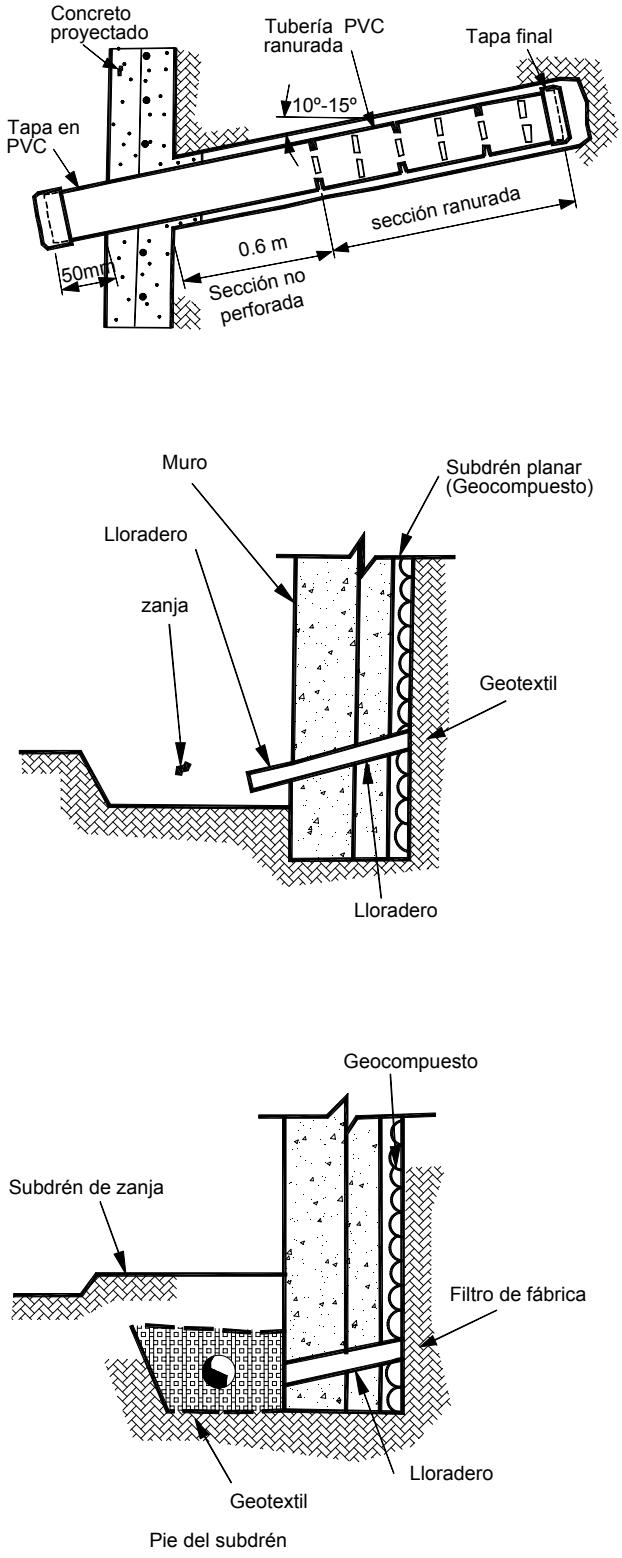


Figura 5.11 Detalles del sistema de subdrenaje de clavos (Byrne y otros, 1998).

Lechada. La lechada se coloca en la perforación después de instalar el refuerzo. La lechada actúa como el elemento que transfiere el esfuerzo del suelo al refuerzo. Igualmente la lechada actúa como protección contra la corrosión de la varilla. En la mayoría de los casos se utiliza cemento tipo I. La relación agua/cemento típica varía de 0.4 a 0.5, pero en ocasiones se utiliza una lechada más viscosa con un slump de aproximadamente 30 milímetros (1 ½").

La lechada viscosa se utiliza cuando hay suelos muy permeables o roca muy fracturada. Cuando se inyectan lechadas muy espesas, se requiere no colocar centralizadores de plástico, debido a que éstos impiden el paso de la lechada.

No se recomienda la utilización de aditivos, pero en ocasiones se requieren para permitir la inyectabilidad del material, especialmente en climas cálidos, en los cuales se requieren plastificadores para permitir el manejo de la lechada durante aproximadamente una hora.

La lechada debe colocarse inmediatamente después de realizada la perforación y colocada la varilla para evitar que el hueco se cierre. La lechada comúnmente se coloca utilizando una manguera plástica que se baja hasta el fondo de la excavación. Esta manguera debe retirarse después de inyectada la lechada.

Cabeza del clavo. En los Estados Unidos (Lazarte y otros, 2003) se acostumbra construir una rosca en la punta de la varilla para colocar una platina y una rosca para conectar la varilla al muro o pantalla superficial. La platina puede quedar embebida en el concreto o apoyada sobre la superficie de la pantalla de concreto armado. En Colombia con frecuencia se dobla la varilla para que quede unida a la pantalla superficial.

Pantalla superficial. La pantalla superficial es una placa maciza de concreto reforzado, la cual se construye generalmente utilizando concreto lanzado. Esta pantalla une las cabezas de los refuerzos para contener el suelo y al mismo tiempo transmitir esfuerzos del suelo a los clavos. Como refuerzo generalmente se utilizan mallas electrosoldadas. La magnitud del refuerzo debe ser determinada por un Ingeniero estructural, con base en las presiones de tierras que le suministre el Ingeniero geotecnista.

El concreto lanzado puede colocarse en mezcla seca o húmeda, con una relación agua/cemento de aproximadamente 0.4. El concreto lanzado con mezcla húmeda generalmente, da mejores resultados de resistencia (Lazarte y otros, 2003).

Recientemente se han utilizado concretos lanzados con fibras de refuerzo para mejorar su dureza y resistencia, y evitar el agrietamiento. El espesor de la pantalla de concreto generalmente varía entre 15 y 30 centímetros. En ocasiones, se han utilizado clavos con pantalla de concreto prefabricada por segmentos.

Geodren planar. Con frecuencia se coloca un geodren planar entre el suelo y la pantalla de concreto armado. Este geodren es un geocompuesto de una geomalla con dos capas de geotextil no tejido. El geodren ayuda a drenar el agua que se acumula detrás de la pantalla. Los geodrenes deben traslaparse para garantizar la continuidad del drenaje hacia abajo.

El espaciamiento de los geodrenes verticales es generalmente el mismo de la separación horizontal de los clavos. Se recomienda colocar un geodren de 30 a 40 centímetros de ancho en forma vertical a lo largo de la totalidad de la altura del muro, en los sitios intermedios entre clavos. La parte inferior de los geodrenes entrega a un subdrén de zanja en el pie del muro.

Lloraderos y sistema de filtro en el pie. Adicionalmente al geodren planar, se requiere construir un subdrén en el pie para recolectar las aguas del geodren y conducirlas a un sistema de drenaje. Del mismo modo, se recomienda colocar "lloraderos" en la placa de concreto armado.

Los lloraderos consisten en ductos en tubería PVC de dos a cuatro pulgadas que atraviesan la placa, los cuales se colocan formando una cuadrícula en tal forma que el agua pueda salir a la superficie del muro. El espaciamiento de los lloraderos es similar al de los clavos, colocándolos en los puntos intermedios entre los refuerzos.

En ocasiones no se permite la colocación de lloraderos de acuerdo al objetivo de la estructura de contención.

Subdrenes horizontales. Adicionalmente a los geodrenes y al dren de zanja en el pie del muro, se acostumbra instalar subdrenes horizontales profundos para el control de los niveles freáticos y evitar que se sature el área con refuerzos de clavos (Figura 5.11).

Drenaje superficial. Se recomienda la construcción de un canal interceptor arriba del muro y de otro canal en el pie, con el objeto de controlar las aguas de escorrentía.

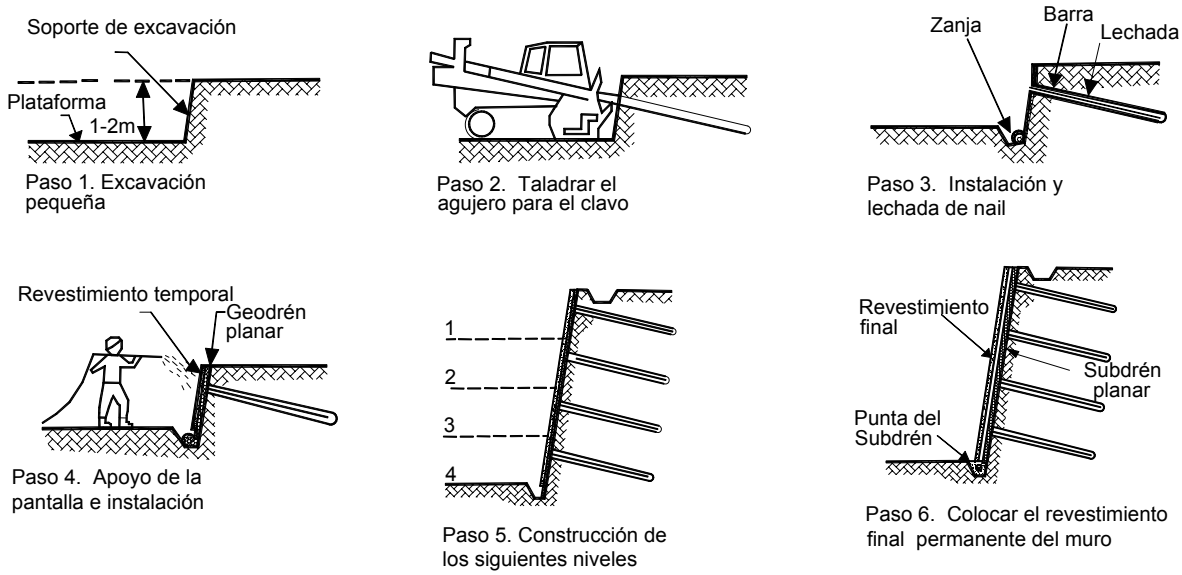


Figura 5.12 Procedimiento típico de la construcción de excavaciones utilizando pantallas de clavos (Porterfield y otros, 2004)

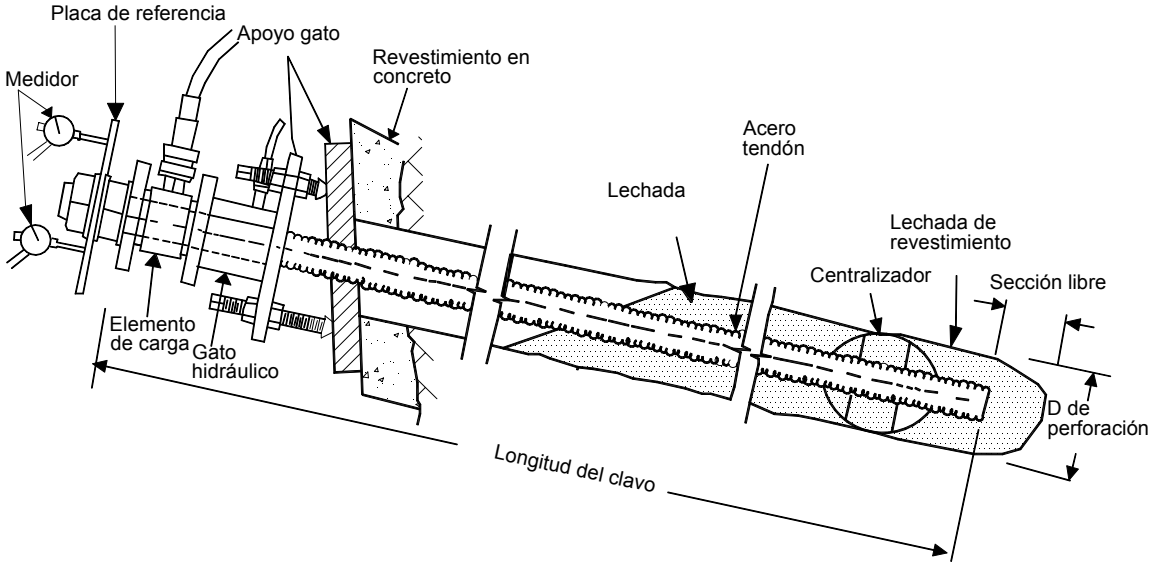


Figura 5.13 Esquema de un ensayo de carga de un clavo (Porterfield y otros, 1994).

Procedimiento de Excavación con Clavos

La secuencia de excavación de arriba hacia abajo para pantallas con clavos es la siguiente (Figura 5.12)):

- *Excavación.* Se hace una excavación inicial cuya profundidad varía comúnmente de dos a tres metros. Esta excavación no debe tener una longitud superior a 5 metros en el sentido longitudinal del muro.

- *Perforación.* Se perforan los huecos de la longitud, diámetro, inclinación especificados sobre el talud excavado.

- *Colocación del refuerzo e inyección.* Se colocan las varillas y se inyecta la lechada. Se deben utilizar centralizadores de plástico para garantizar que el refuerzo no tenga contacto directo con el suelo y se mantenga en el centro de la perforación. La inyección se coloca generalmente por gravedad o con una presión baja.

- *Colocación de geodren y el refuerzo.* Una vez inyectados los clavos, se coloca el geodren planar y el refuerzo de acuerdo al diseño. Se deben dejar traslapos en los refuerzos de la pantalla para la continuación posterior del muro tanto lateralmente como hacia abajo.

- *Colocación del concreto.* El concreto puede colocarse lanzado o fundido utilizando formaleta.

- *Construcción de los siguientes niveles.* Después de fundida la pantalla se procede a excavar lateralmente otros tramos del muro. Posteriormente se puede proceder a la excavación hacia abajo del segundo nivel y así consecutivamente siguiendo el procedimiento indicado.

Ensayos de Carga de Clavos

Los ensayos de carga en clavos se realizan generalmente, con el objeto de verificar que se realizó la perforación, instalación e inyectado en forma adecuada. El número de ensayos depende del tamaño del proyecto y de las diferencias en el terreno y en el diseño. La FHWA sugiere ensayar hasta el 5% de la totalidad de los clavos.

Para el ensayo se utiliza un gato como se indica en la figura 5.13 y se miden las deformaciones a medida que se coloca la carga. En ningún caso el tendón debe esforzarse a más del 80% de la resistencia de la varilla de acero. El ensayo permite cuantificar la adhesión entre la lechada y el suelo, y generalmente se le aplica hasta un 120% de la carga de adherencia especificada, aunque en ocasiones se ensaya hasta el 150% de la carga de adherencia de diseño.

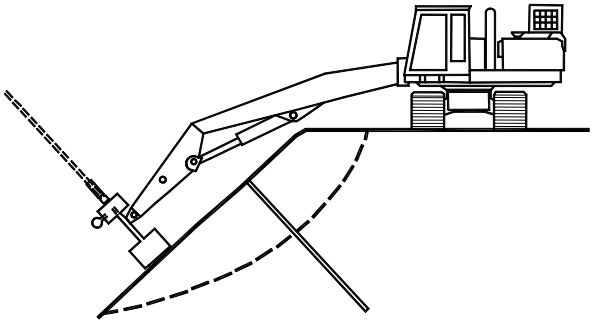


Figura 5.14 Esquema de la colocación de clavos hincados (U.S. Forest Service, 1994).

Como criterio para la aceptación de los clavos los desplazamientos deben ser pequeños y no debe ocurrir falla de extracción. No existe un criterio universalmente aceptado sobre el desplazamiento permitido en el ensayo de carga (Porterfield y otros, 1994).

Clavos Hincados

En los Estados Unidos se utilizan con relativa frecuencia los clavos hincados. Estos consisten generalmente en varillas de acero de 1.5 pulgadas de diámetro y hasta 6 metros de longitud, los cuales se colocan utilizando un martillo montado sobre una excavadora (Figura 5.14).

Los clavos se hincan generalmente en forma normal al talud. El sistema de clavos hincados es efectivo solamente para movimientos subsuperficiales de suelo y comúnmente sólo se utilizan para obras temporales.

La principal ventaja de este sistema es su rapidez de aplicación y su desventaja más notoria es la incertidumbre de su efectividad, teniendo en cuenta su pequeño diámetro. (Cornforth, 2005).

Estructuras Especiales

Existen algunos casos en los cuales se requieren algunas variantes en el diseño de clavos. Entre éstas se encuentran las siguientes:

- *Estructuras con gradas.* En algunos casos puede requerirse el utilizar gradas o bermas para formar la estructura de clavos con desplazamientos horizontales entre secciones de muro (Figura 5.15).

  En este caso se debe realizar un análisis independiente de cada una de las secciones de muro o gradas y el análisis general total de la estructura.

- *Estructuras compuestas.* Las estructuras compuestas consisten en combinaciones de clavos con anclajes pretensados o con otro tipo de tecnología de estabilización. Generalmente, el objetivo de colocarle anclajes, es contribuir en forma significativa a la estabilidad global del talud y reducir la deformación del muro. Este sistema es frecuente en muros de gran altura donde la estructura de clavos no es suficiente para garantizar la estabilidad del talud y se requieren elementos adicionales (Figura 5.16).

  Los anclajes deben colocarse en la parte superior del muro por encima del sistema de clavos. En el diseño, la zona estabilizada con clavos se puede considerar como un bloque rígido para el diseño de los anclajes y se realizan análisis combinados o separados para determinar las condiciones de estabilidad. No es recomendable el intercalar anclajes dentro de la masa de clavos para evitar su distensionamiento de los clavos y así poder disminuir su eficiencia.

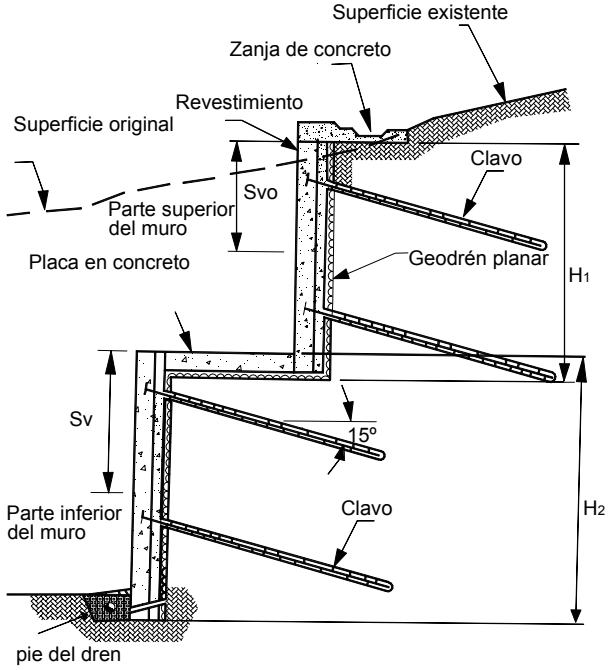


Figura 5.15 Estructura de clavos en gradería (Byrne y otros, 1998).

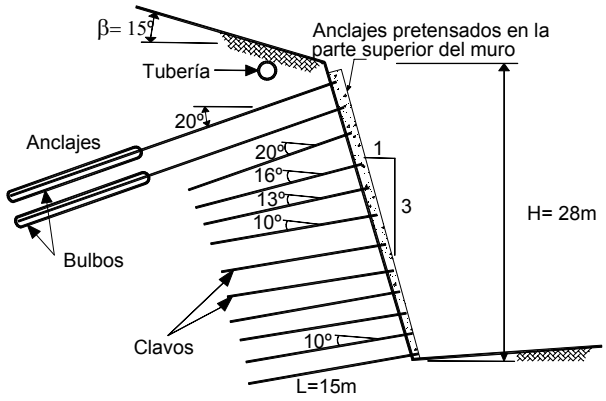


Figura 5.16 Estructura compuesta de clavos y anclajes (Byrne y otros, 1998).

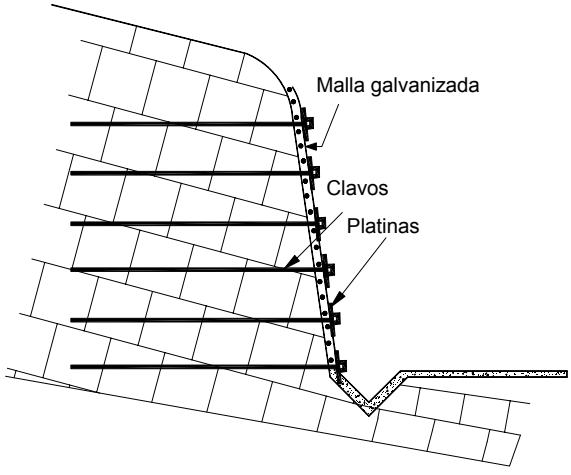


Figura 5.17 Procedimiento de estabilización utilizando clavos y malla.

- *Clavos y malla.* En este caso la pantalla superficial se reemplaza por una malla de alambre galvanizado. Esta metodología se utiliza cuando el talud es un macizo de roca fracturada y no es conveniente la construcción de una pantalla. La malla actúa como un elemento para evitar caídos de roca, y los clavos como un sistema de pernos (Figura 5.17).

Cargas de Tensión en los Clavos

Los clavos son considerados como elementos pasivos dentro del suelo y es el movimiento del suelo el que genera esfuerzos dentro del clavo, el cual trata de impedir el desplazamiento del suelo.

Los análisis teóricos y las mediciones en campo han demostrado que el clavo desarrolla una fuerza de tensión, la cual va aumentando a medida que se profundiza el refuerzo dentro del talud para disminuir nuevamente en el tramo final (Figura 5.18).

Las tensiones máximas para los clavos en la parte superior de un muro ocurren a una distancia de aproximadamente 0.3 a 0.35H, donde H es la altura del muro. En la práctica esta línea separa la parte activa de la parte pasiva del sistema talud-refuerzo. En el análisis de un talud cualquiera, las tensiones máximas se presentan en el cruce de la superficie de falla potencial de acuerdo al análisis de estabilidad de taludes por equilibrio límite.

Los refuerzos de los clavos trabajan con la cabeza sosteniendo la pantalla superficial. Las presiones de tierra que actúan sobre la pantalla inducen esfuerzos de tensión sobre los clavos.

La magnitud y localización de los esfuerzos de tensión máximos en el refuerzo están relacionados con la rigidez de la pantalla superficial. Si no se coloca pantalla, la localización de las fuerzas de tensión y de la superficie de falla crítica potencial varían como fue demostrado por Sivakumar-Babu y otros (2002) en modelos reales (Figura 5.19).

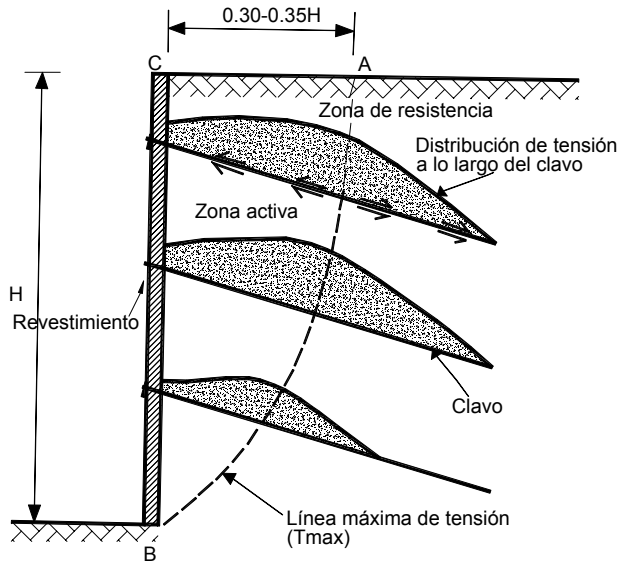


Figura 5.18 Cargas de tensión en los clavos para excavaciones de arriba hacia abajo (Cornforth, 2005).

Tabla 5.1 Detalles de los diferentes métodos de diseño de estructuras claveteadas (Elías y Juran, 1991).

Detalles	Método Francés (Schlosser, 1983)	Método Alemán (Stocker, 1979)	Método Davis (Shen, 1981)	Método Davis Modificado (Elías y Juran, 1988)	Método Cinemático (Juran, 1977)
Análisis	Equilibrio límite de momentos	Equilibrio límite de fuerzas	Equilibrio límite de fuerzas	Equilibrio límite de fuerzas	Análisis de esfuerzo de trabajo (estabilidad local)
Propiedades de entrada	Suelo:(c, ϕ') Fuerzas límite de los Clavos. Rigidez	Suelo:(c, ϕ') Fricción lateral	Suelo:(c, ϕ') Fuerzas límite de los Clavos Fr. Lateral	Suelo:(c, ϕ') Fuerzas límite de los Clavos Fricción Lateral	Suelo:(C/γH, ϕ') Parámetro N
Fuerzas en los Clavos	Tensión, corte, momentos	Tensión	Tensión	Tensión	Tensión, corte, momentos
Superficie de falla	Circular	Bilineal	Parabólica	Parabólica	Espiral Logarítmica
Mecanismo de Falla	Combinada	Pull - out	Combinada	Combinada	No aplicable
Factor de seguridad a resistencia del suelo	1.5	1.0 (Resistencia Residual)	1.5	1.0	1.0
Resistencia al arrancamiento	1.5	1.5 – 2.0	1.5	2.0	2.0
Niveles freáticos	Sí	No	No	No	Sí
Geometría de la estructura	Cualquiera	Inclinada o vertical	vertical	Inclinada o vertical	Inclinada o vertical
Estratificación	Sí	No	No	No	Sí
Resultado	Factor de seguridad de superficie de falla	Factor de seguridad de superficie de falla	Factor de seguridad de superficie de falla	Factor de seguridad de superficie de falla	Fuerzas en los clavos y superficie de falla

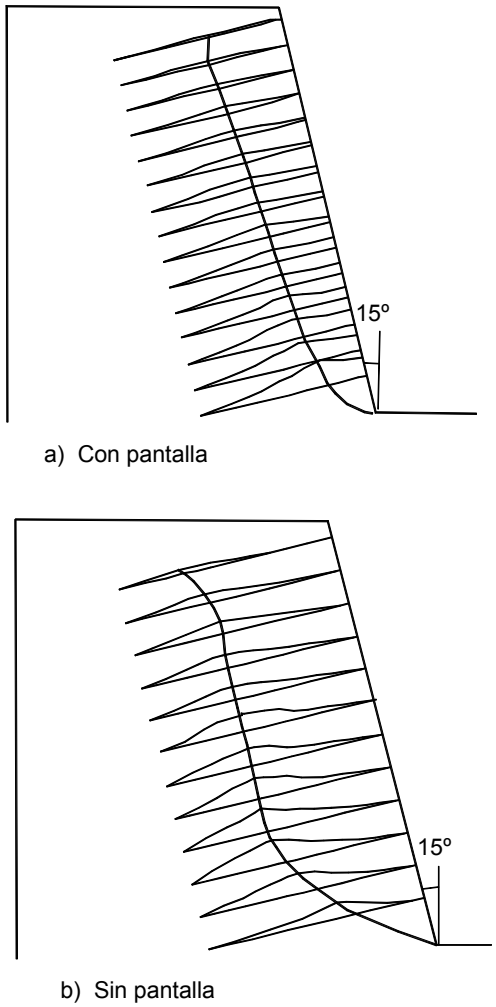


Figura 5.19 Fuerzas de tensión medidas en los tendones de los clavos. (a) Con pantalla en la superficie. (b) Sin pantalla en la superficie (Sivakumar-Babu y otros 2002).

Las tensiones son mayores en los clavos superiores y van disminuyendo hacia abajo cuando se colocan en excavaciones progresivas de arriba hacia abajo. La tensión en los clavos aumenta a medida que avanza un proceso de excavación por etapas y la tensión es máxima al final del proceso de excavación. El proceso de excavación determina las tensiones sobre los clavos. Sin embargo, en una gran cantidad de situaciones las tensiones son mayores en los clavos inferiores, dependiendo de las características del suelo, el proceso de excavación y la secuencia de colocación de los clavos, la rigidez de la pantalla superficial, la inclinación del muro y de los clavos, y de las características de la estructura de clavos (Sivakumar-Babu y otros, 2002).

Análisis y Diseño de Estructuras Claveteadas

El diseño incluye el refuerzo, espaciamiento, tamaño, y longitud de los clavos y el diseño del recubrimiento de la superficie. No existe una metodología universalmente aceptada para el diseño de estructuras de clavos. El diseño de taludes con clavos generalmente se basa en análisis de equilibrio límite calculando factor de seguridad.

Metodologías de diseño

En cada país se acostumbran o se especifican métodos diferentes. Los métodos de diseño más conocidos son los de Davis (Shen y otros, 1981), el método alemán (Gassler Gudeus, 1981; Stocker y otros, 1979), el método francés (Schlosser, 1983) y los métodos de los programas SNAIL y GOLDNAIL (Lazarte y otros 2003), los cuales son todos métodos de equilibro límite.

Un método más complejo y difícil de análisis es el basado en los sistemas de comportamiento de los muros MSE. Otro sistema es el método cinemático de Juran (1977). El método cinemático es muy difícil de usar, debido a que le da un énfasis muy grande a la rigidez del clavo. En el presente texto no se explica en detalle todos estos métodos y se recomienda ir directamente a las referencias.

Es importante que se tenga en cuenta que la mayoría de los métodos tienen algunas inconsistencias en el análisis, en el comportamiento de los clavos y en los parámetros. Sin embargo, los resultados son confiables en la mayoría de los casos.

Para el diseño del sistema, el Ingeniero puede escoger el método que considere más apropiado basado en su experiencia y sentido común. Algunos de los métodos de diseño se presentan en la tabla 5.1.

Métodos aproximados

Se han propuesto métodos empíricos para determinar los parámetros para diseño de clavos.

- *Tabla de Bruce y Jewel*
  Bruce y Jewell (1987) propusieron una tabla para diseño preliminar de estructuras claveteadas (Tabla 5.2).

Tabla 5.2 Parámetros para diseño preliminar de taludes con clavos (Bruce y Jewell 1987).

Tipos de Clavos y Suelo	Parámetros de Diseño		
	L/H	DL/s	d 2/S
Clavos perforados e inyectados en suelos granulares	0.5- 0.8	0.5- 0.6	(4-8) x 10-4
Clavos hincados en suelos granulares	0.5- 0.6	0.6- 1.1	(13-19) x 10-4
Clavos en morrenas o gredas	0.5- 1	0.15- 0.2	(1- 2.5) x 10-4

L= Longitud del Clavo; H= Altura del muro, D= Diámetro de la perforación, d= Diámetro de la varilla del Clavo, S= Área por Clavo.

- *Gráficas de la FHWA*
  La FHWA (Lazarte y otros, 2003) elaboró una serie de gráficas de diseño que permiten determinar la longitud y las tensiones máximas en los clavos para ciertos casos especiales. Estas gráficas sólo son aplicables a las condiciones para las cuales fueron utilizadas y sólo deben utilizarse como un valor preliminar que permite suponer un diseño para comprobación y no para diseño detallado.

  En las gráficas se supone un suelo homogéneo con un determinado ángulo de fricción y unas condiciones topográficas del muro y del talud arriba de este. Las gráficas pueden consultarse en la circular de Ingeniería Geotécnica No.7 de la FHWA (Lazarte y otros, 2003). En la figura 5.20 se muestra una de estas gráficas solamente como referencia.

Software para el Diseño de Clavos

En la mayoría de los proyectos, los clavos se están diseñando utilizando programas de software y el método que se utilice es el método que está integrado dentro del software.

Como se indicó anteriormente, las prácticas de diseño varían de país a país y no hay un estándar internacionalmente aceptado.

En los Estados Unidos existían en el año 2008 dos programas de computador utilizados en forma masiva. Estos programas son:

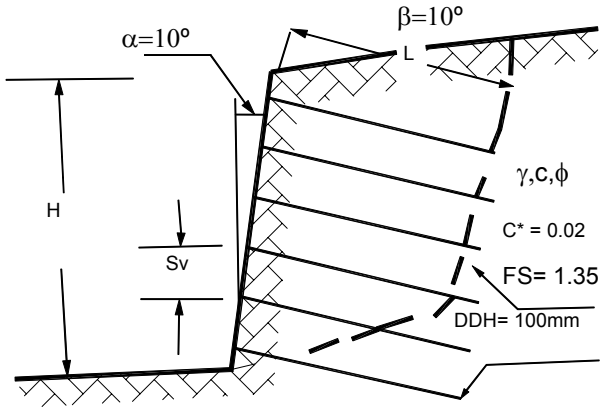
- *SNAIL.* Fue desarrollado por el Departamento de Carreteras de California en 1991 y se encuentra disponible gratuitamente en Internet; utiliza métodos de equilibrio límite y solamente satisface equilibrio de fuerzas. Se requiere incluir la inclinación, diámetro, espaciamiento y resistencia de los clavos, el cual se puede aplicar para todos los clavos o para algunos clavos en particular y e l programa calcula los factores de seguridad.

- *GOLDNAIL.* Fue desarrollado por la firma Golder Associates, es utilizado por varias firmas de consulta multinacionales y tiene muchas más utilidades que el SNAIL. Trabaja en tres modos: diseño, factor de seguridad y utilidades de carga de los clavos. El análisis permite ir modificando las propiedades de los clavos. Sin embargo, los clavos deben tener el mismo espaciamiento e inclinación. El programa puede además analizar varias posibilidades de presión de tierras.

Los dos programas de diseño solo tienen en cuenta las resistencias de tensión en los clavos. Los programas de software tienen en cuenta fallas internas, externas y combinadas. En los análisis no se tiene en cuenta la contribución de los momentos de flexión y de cortante, los cuales en el criterio de Cornforth (2005) solo aportan un 2% aproximado de resistencia adicional.

Uso de Software de Equilibrio Límite y Elementos Finitos

Una práctica aceptada de ingeniería es el diseño de estructuras de clavos y pantallas ancladas utilizando los paquetes de software de estabilidad de taludes por equilibrio límite o de elementos finitos (Por ejemplo, SLOPE/W y PLAXIS). Para el análisis y diseño se utilizan los cálculos convencionales de estabilidad de taludes, incluyendo los efectos de los refuerzos como subrutinas dentro del software.



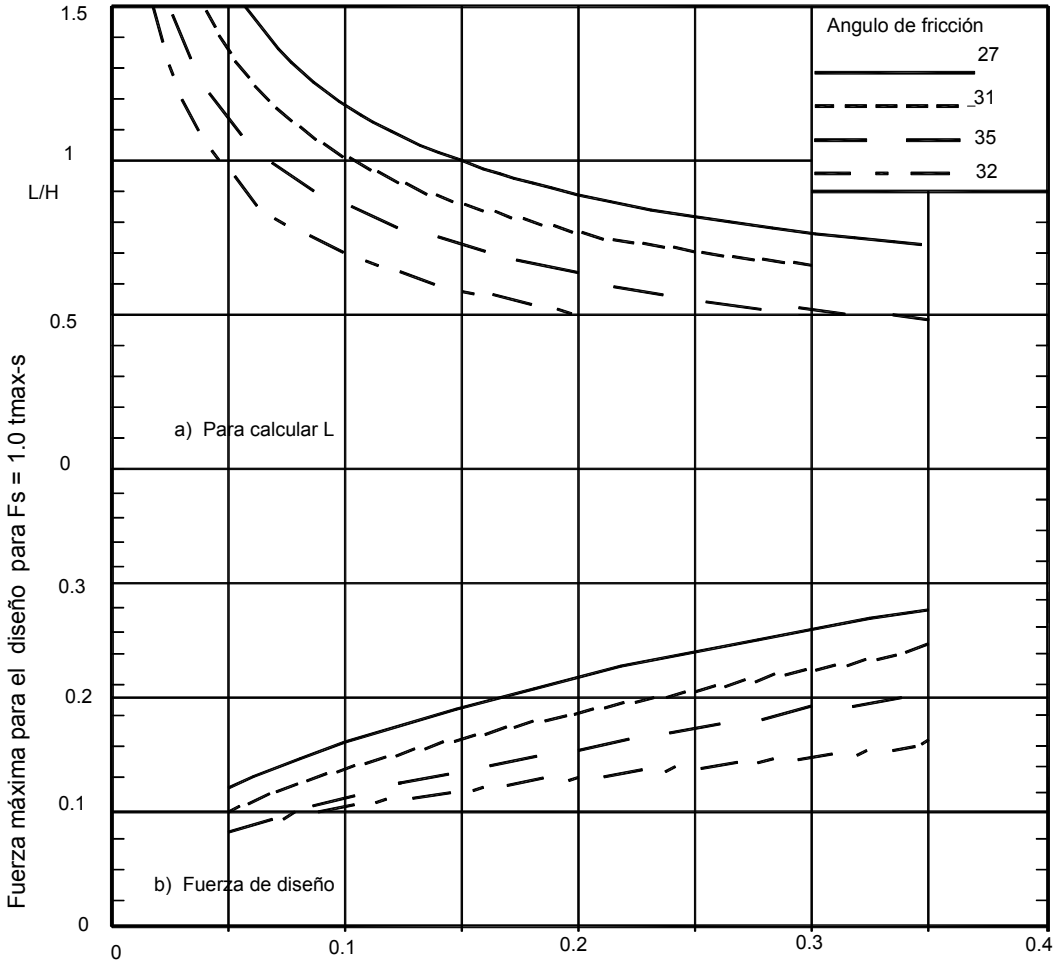
$\mu = (q_a D_{DH})/(\gamma S_H S_v)$

$q_a = q_u/FS_p$

$C^* = c / \gamma H$

tmax-s = carga máxima de diseño

tmax-s = Tmax-s / $S_H S_v$



Fuerza de adherencia normalizada

qa = Adherencia (de tablas)

D_{DH}= Diámetro de perforación

Figura 5.20 Ejemplo de una gráfica para determinar la longitud y tensiones máximas sobre clavos (Lazarte y otros, 2003).

En el caso de los programas de equilibrio límite se asume que el refuerzo actúa solamente a tensión. La principal limitante de estos métodos es que asume la misma contribución de refuerzo para cada anclaje en la zona resistente, cuando en la práctica puede fallar primero un clavo y los demás fallar en forma progresiva.

Los métodos de elementos finitos analizan más realmente el comportamiento del muro. Sin embargo, el uso de elementos finitos en el diseño de clavos es complejo y requiere de análisis en tres dimensiones (3D).

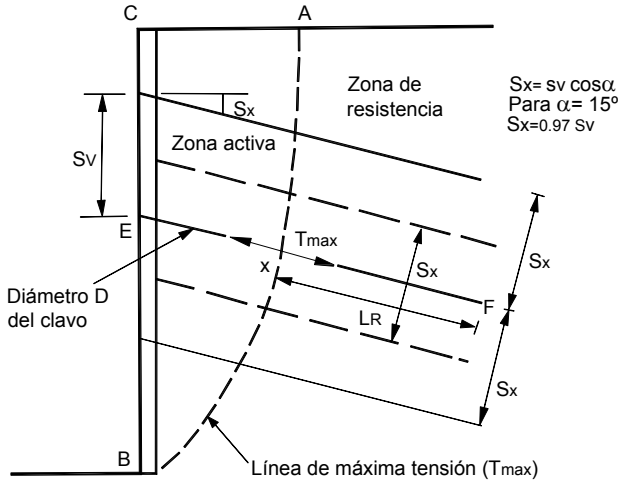


Figura 5.21 Análisis típico para el diseño de un clavo (Cornforth, 2005).

Componentes del Diseño de Clavos

El diseño de clavos tiene los siguientes componentes:

- *Diámetro de la perforación.* Se requiere determinar el diámetro, localización, inclinación y características de las perforaciones.

- *Sección del refuerzo.* La varilla de acero debe ser capaz de soportar la carga máxima a tensión sin romperse.

- *Longitud de los clavos.* La longitud del clavo por detrás de la superficie potencial o real de falla debe ser suficiente para que no ocurra su extracción.

- *Resistencia de la cabeza.* El anclaje y la pantalla en la superficie deben ser capaces de soportar la carga sin que ocurran fallas al cortante o hundimientos excesivos del muro.

- *Resistencia del muro entre clavos.* El muro o pantalla entre clavos debe tener suficiente refuerzo capaz de soportar la carga o presiones de tierra ejercidas por el suelo sobre la estructura de contención.

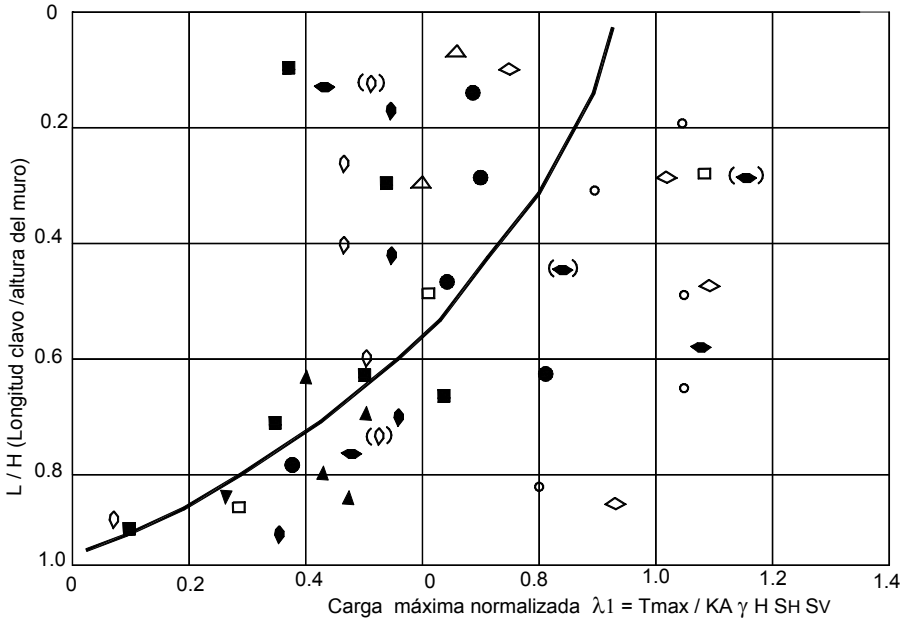


Figura 5.22 Valor de λ_1 de acuerdo a la altura del muro (Byrne y otros, 1998).

- *Estabilidad general del talud.* El factor de seguridad del talud debe ser suficiente para que no ocurra falla o desplazamientos no deseados.

- *Deslizamiento en la base del muro.* El sistema suelo-clavos debe tener capacidad al deslizamiento suponiendo que actúa masivamente como una gran estructura de gravedad en forma similar al comportamiento de los muros tradicionales.

- *Volteo.* Debe comprobarse que no ocurre falla al volteo de la masa suelo-clavos.

- *Capacidad de soporte.* Aunque la posibilidad de falla por capacidad de soporte no es preocupación, en la mayoría de los casos eventualmente podría requerirse comprobar que la capacidad de soporte es suficiente.

Carga Máxima que Soporta un Clavo T_m

Se puede suponer que cada clavo o refuerzo le provee resistencia a la tensión a un volumen de suelo igual al producto del espaciamiento vertical S_v por el espaciamiento horizontal S_h y por la longitud del clavo como se muestra en la figura 5.21 (Cornforth, 2005).

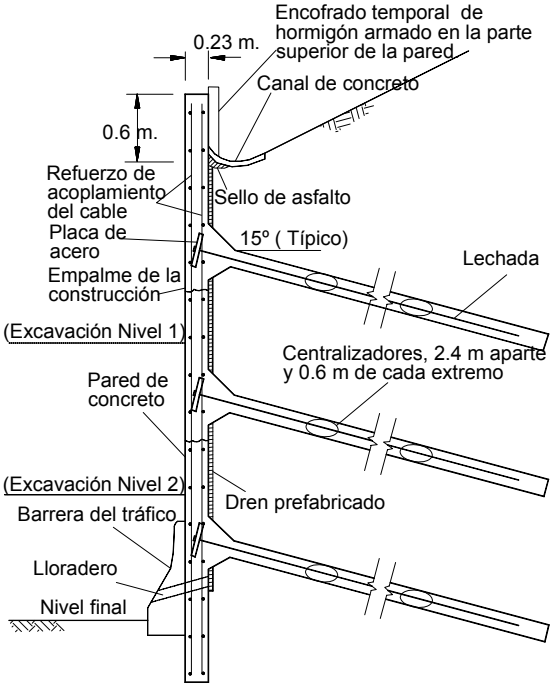


Figura 5.23 Ejemplo de un muro de clavos (Washington State Departament of Transportation).

La tensión máxima sobre un clavo está dada por la expresión:

$$T_{máx} = \lambda_1 K_A \gamma H S_h S_v$$

Donde:
T_{max} = Tensión máxima en un clavo
K_A = Coeficiente de presión activa
γ = Densidad del suelo
S_v = Espaciamiento vertical de los clavos
S_h = Espaciamiento horizontal de los clavos
H = Altura total del muro
λ_1 = Factor adimensional

El factor adimensional λ_1 varía de 0.4 a 1.1 dentro de los dos tercios a tres cuartos de la altura del muro con un valor medio de 0.75 (Figura 5.22). Por debajo de este nivel las cargas sobre los clavos disminuyen significativamente para ser prácticamente cero en la base del muro.

Tabla 5.3 Esfuerzo último de resistencia en el perímetro del clavo (Byrne y otros, 1998).

Tipo de Material	q_u (kPa)
Limo no plástico	21 a 30
Arena limosa o arena densa	50 a 75
Grava areno limosa densa	80 a 100
Grava areno limosa muy densa	120 a 240
Loess	24 a 75
Arcilla dura	42 a 60
Limo arcilloso duro	42 a 100
Arcilla arenosa dura	110 a 200
Caliza	300 a 400
Filita	100 a 300
Creta	500 a 600
Dolomita blanda	400 a 600
Dolomita dura	600 a 1000
Arenisca meteorizada	200 a 300
Lutita meteorizada	100 a 150
Esquisto meteorizado	100 a 170
Basalto	500 a 600

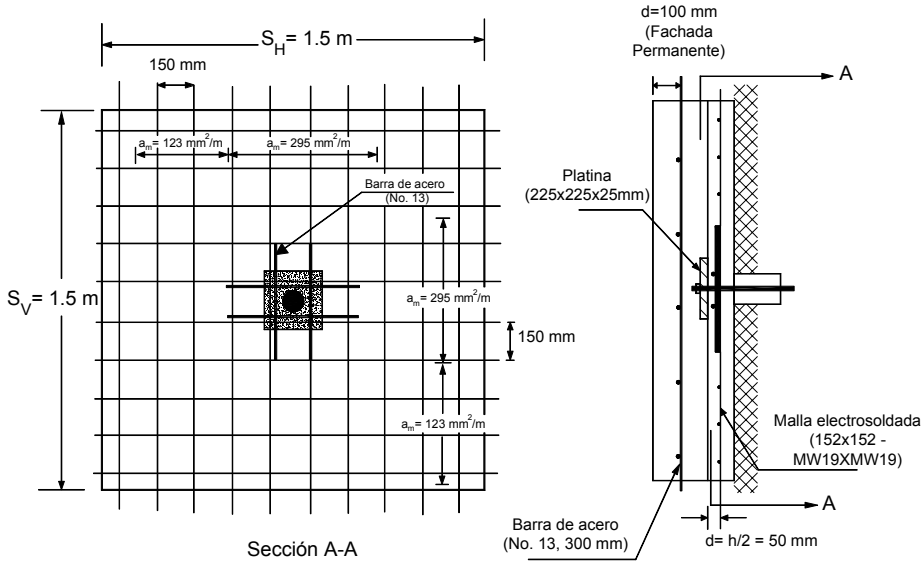


Figura 5.24 Refuerzo típico de una pantalla de clavos (Lazarte y otros, 2003).

Carga que Soporta la Cabeza del Clavo

La carga en la cabeza del clavo puede obtenerse utilizando la ecuación:

$$T_F = 0.5 K_A \gamma H S_h S_v$$

Generalmente se acostumbran espaciamientos, longitudes y diámetros iguales para todos los clavos en un muro. Esto hace más fácil el diseño y la construcción (Byrne y otros, 1998).

Resistencia a la Extracción

De acuerdo a las investigaciones realizadas por Clouterre (1991), la resistencia última a la extracción Q es relativamente independiente de la profundidad donde se encuentra el clavo por debajo de la superficie del terreno, esto se debe a la dilatación del suelo en el momento en que se realiza la perforación.

Para el cálculo de la resistencia a la extracción del clavo por detrás de la superficie de falla supuesta o real, está dada por la expresión:

Donde:

$$Q = q_u \pi d L_R$$

Q = Resistencia total última al arrancamiento
q_u = Esfuerzo de resistencia al arrancamiento por unidad de longitud de clavo
d = Diámetro de la perforación
L_R = Longitud del clavo por detrás de la superficie de falla

Los valores de q_u para diferentes tipos de roca y suelo se presentan en la tabla 5.3.

Análisis Sísmico

La evaluación del comportamiento sísmico del muro de clavos es extraordinariamente importante, aunque se conoce que estos muros se comportan muy bien en el caso de sismos (Felio y otros, 1990; Tatsuoka y otros, 1997, Tufenkjian, 2002).

El método más utilizado de análisis es el seudoestático en el cual se suponen unas fuerzas horizontales y verticales estáticas. En el caso de clavos generalmente se utiliza un coeficiente horizontal k_h siguiendo los criterios de la AASHTO (1996). En términos generales, es aceptable utilizar un coeficiente sísmico entre los siguientes valores:

$$k_h = 0.5 A_m \ a \ 0.67 A_m$$

Donde:

A_m = (1.45 – A) A
A = Aceleración pico en la superficie del terreno en función de la gravedad (g)

Los valores de A se toman de códigos locales o de estudios sísmicos del sitio. Este rango de valores de k_h es conservador y produce deformaciones tolerables en taludes (Kavazanjian y otros, 1997). Otra posibilidad es analizar la estabilidad del talud utilizando el sistema de Newmark para calcular las deformaciones post-sismo.

Los detalles de este método se pueden consultar en las referencias de Kramer (1996) y Kavazanjian y otros (1997).

Análisis de Estabilidad al Deslizamiento

Adicionalmente a los análisis de los refuerzos internos del muro de clavos, se requiere realizar un análisis de la estabilidad del talud global, el cual permite calcular el factor de seguridad de la masa de suelo después de colocados los clavos o determinar la carga T que se requiere de los clavos para obtener un determinado factor de seguridad.

Para este análisis se utilizan programas de software de estabilidad de taludes, pero generalmente están incluidos en los programas específicos para diseño de clavos como SNAIL y GOLDNAIL.

Factores de Seguridad

El factor de seguridad a utilizar en el diseño es diferente para cada caso y debe ser compatible con la utilización del muro o pantalla, los riesgos involucrados, y si la estructura es permanente o provisional.

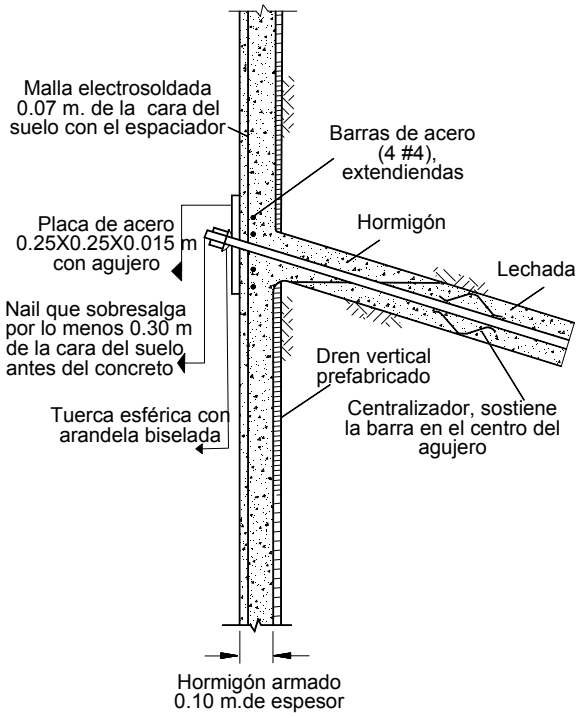


Figura 5.25 Ejemplo de conexión entre el refuerzo y la pantalla utilizados en Estados Unidos (Byrne y otros, 1998).

El factor de seguridad para rotura de la varilla de refuerzo está dado por la expresión:

$$F = \frac{f_s \pi d^2}{4T_{máx}}$$

Donde:
f_s = Resistencia a la tensión de la varilla
d = Diámetro de la varilla

Para calcular el factor de seguridad a extracción se utiliza la expresión:

$$F = \frac{\pi d L_R q_u}{T_{máx}}$$

Los factores de seguridad mínimos sugeridos se presentan en la tabla 5.4.

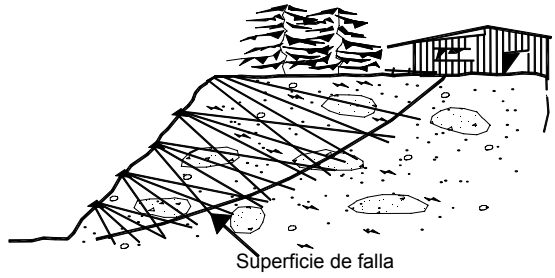
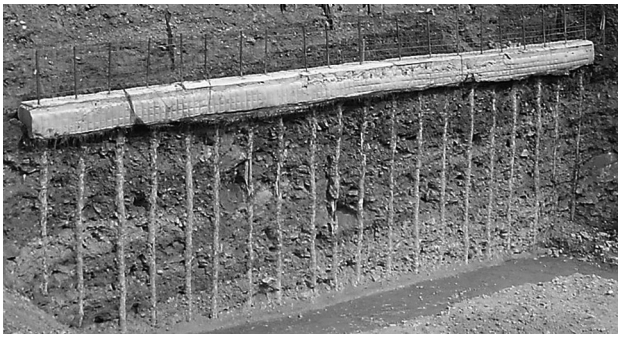


Figura 5.26 Raíces típicas de micro-pilotes (Root-piles) (Lizzi, 1985).

Tabla 5.4 Factores de seguridad mínimos recomendados para clavos (Byrne y otros, 1998).

Tipo de Falla	Factor de Seguridad Recomendado
Deslizamiento por la base	1.5
Estabilidad general del talud estática	1.5
Estabilidad general del talud sísmica	1.3
Capacidad de soporte	2.5
Extracción del refuerzo	2.0
Falla a tensión del refuerzo	1.67

Fotografía 5.1 Nails o clavos.



Fotografía 5.2 Micropilotes

Pasos para el Diseño de Estructuras Claveteadas

El diseño de clavos requiere un análisis paso por paso, en tal forma que se puedan determinar los elementos que componen el muro y se comprueben los factores de seguridad. El diseño debe tener en cuenta el sistema de construcción y los detalles de los diversos elementos (Figuras 5.23 a 5.25). En la tabla 5.5 se presentan los pasos a seguir para el diseño de muros de clavos.

MICROPILOTES

Los micropilotes reticulados fueron desarrollados en Italia y se utilizan para crear bloques rígidos monolíticos, reforzados a profundidades por debajo de la superficie de falla crítica. Los micropilotes son muy similares a los sistemas de clavos.

La diferencia principal entre los micro-pilotes reticulados y el "Nailing", es que el comportamiento de los micropilotes está influenciado en forma significativa por su arreglo geométrico.

A los micropilotes se les denomina con frecuencia pilotes reticulados o pilotes de "raíz", para presentarlos como una analogía del efecto de las raíces de un árbol dentro del suelo. Ensayos de campo y modelos de laboratorio (Lizzi 1985) han demostrado que el trabajo en grupo de los micropilotes reticulados genera capacidades mayores de soporte que grupos de pilotes verticales espaciados.

Los micropilotes son perforaciones de pequeño diámetro dentro de las cuales se coloca un refuerzo de acero y se inyecta lechada a presión para formar un pilote.

Tabla 5.5 Pasos a seguir en el diseño de muros de clavos (Modificado de Lazarte y otros, 2003).

Paso 1	**Consideraciones o Suposiciones Iniciales para el Diseño** • Esquemas del muro (altura, longitud, sección y alzada) • Espaciamiento horizontal y vertical de los clavos • Patrón de los clavos sobre la cara del muro (cuadrado, triangular u otro) • Inclinación de los clavos • Longitud y distribución • Tipo de varilla y grado • Propiedades del suelo (resistencia y nivel de agua) • Otras consideraciones pertinentes
Paso 2	**Diseño Preliminar Utilizando Gráficos o Métodos Heurísticos** Se determinan longitudes requeridas y cargas máximas sobre los clavos como una guía para el diseño final
Paso 3	**Diseño Final** • Análisis de falla externa (estabilidad global, deslizamiento y capacidad de soporte) • Análisis sísmico • Análisis de estabilidad interna (extracción y rotura de los refuerzos) • Diseño de la fachada del muro (cabeza del clavo, tipo y espesor del muro, materiales, resistencia a la flexión, punzonamiento, etc.)
Paso 4	**Determinar las Deformaciones Máximas en el Muro** Las deformaciones se estiman de acuerdo al tipo de suelo y la altura del muro. Adicionalmente en zonas sísmicas se requiere calcular la deformación por el método de Newmark.
Paso 5	**Diseño de Otros Elementos** Drenaje, subdrenaje y protecciones

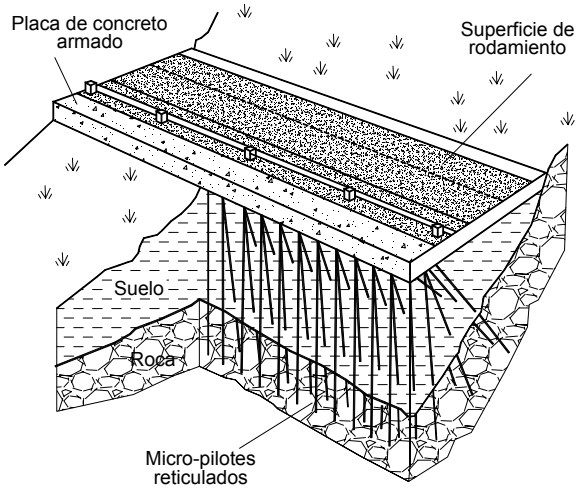


Figura 5.27 Grupo de micropilotes para estabilizar el talud de una carretera (Cornforth, 2005).

Las cargas son transportadas por la fricción entre el suelo y la lechada, y los refuerzos pueden transmitir fuerzas de tensión y de compresión. Los micropilotes varían comúnmente desde 4 a 10 pulgadas de diámetro y longitudes entre 20 y 30 metros, y son capaces de transmitir cargas hasta de 100 toneladas a tensión o compresión.

Debido a la gran longitud de los elementos comparada con los diámetros; la carga y los esfuerzos son soportados no solamente por el elemento en sí, sino también por el suelo a su alrededor. Los micropilotes pueden construirse en prácticamente todo tipo de suelos. Los micropilotes en una estabilización típica de deslizamientos se instalan a varios ángulos con la vertical como se indica en las figuras 5.26 y 5.27. Los pilotes no reciben carga directa, pero forman una infraestructura interna dándole coherencia a la masa de suelo.

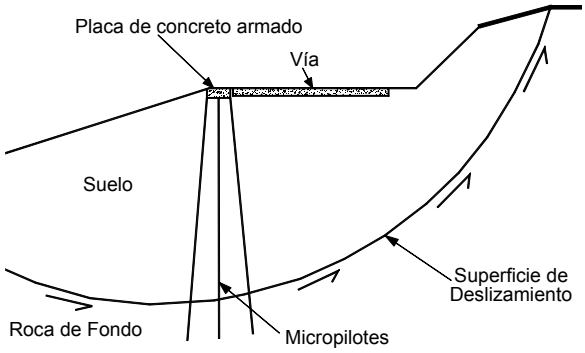
Tipos de Estructura de Micropilotes

Existe una gran cantidad de tipos de estructura de micropilotes (Figuras 5.28 a 5.30). Desde el punto de vista de análisis, los micropilotes pueden ser diseñados como dos tipos de estructura:

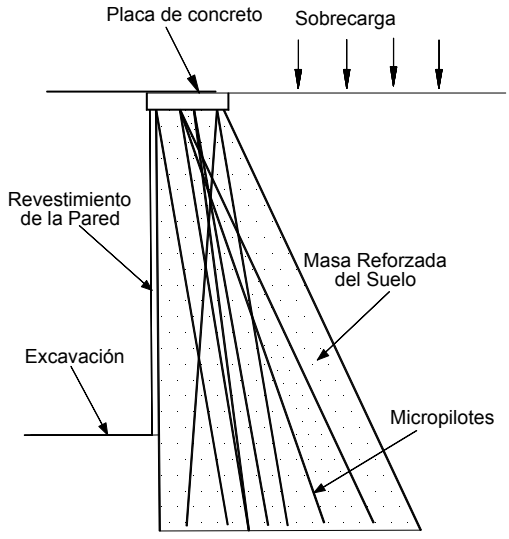
Estructura convencional de pilotes. Los pilotes actúan en forma independiente o en grupo dentro de la masa de suelo.

En este caso los pilotes se diseñan para soportar cargas de tensión y compresión. Para el caso de deslizamientos este tipo de pilotes son demasiado esbeltos para generar una resistencia significativa sobre la superficie de falla.

En este orden, son comparables a los clavos y generan principalmente resistencia al arrancamiento. Los ángulos semiverticales o de fuerte inclinación a los cuales se colocan los micropilotes, generalmente no son muy eficientes. Los micropilotes que actúan en forma independiente sólo son útiles para deslizamientos relativamente pequeños a medianos o cuando se requiere solamente un mejoramiento marginal en la estabilidad.



a) Caso 1: Micropilotes para estabilizar deslizamientos



b) Caso 2: Micropilotes para permitir excavación

Figura 5.28 Estabilización de taludes con micropilotes (Armour y otros, 2000).

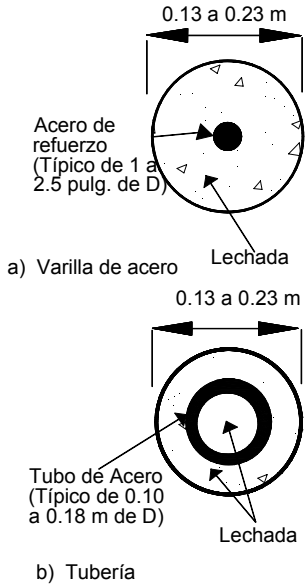


Figura 5.29 Secciones típicas de micropilotes (Cornforth, 2005)

La relativa ineficiencia de los micropilotes puede corregirse utilizando un número grande de micropilotes o seleccionando tubos de acero en reemplazo de las barras de refuerzo. Para este caso se acostumbra a analizarlos en forma similar a los clavos. Si el pilote es un tubo puede analizarse como un pilote de cortante.

Compuesto suelo-pilotes. La masa que integra los pilotes funciona como estructura de gravedad. Este caso de estructura de micropilotes reticulada (Figura 5.31), es muy útil para estabilización de deslizamientos. No existe un procedimiento universalmente aceptado para el diseño de este tipo de micropilotes. Si se asume la masa de suelo como una estructura de gravedad garantizando la estabilidad interna con los refuerzos, puede analizarse como una masa a deslizamiento, a volteo y a estabilidad general del talud.

El número de pilotes que se requiere para amacizar el suelo se determina con criterio heurístico. La masa con micropilotes debe extenderse por debajo del pie del talud para generar fuerzas pasivas.

En todos los casos los micropilotes deben extenderse por detrás de las superficies de falla o bloques activos de acuerdo a los análisis de estabilidad.

Ventajas de los Micropilotes

Algunas de las ventajas de los micropilotes son las siguientes (Abramson y otros 2002):

- No requieren grandes excavaciones de suelos.
- Pueden utilizarse en suelos duros, en suelos blandos y en materiales con bloques de roca.
- No impiden el movimiento de las corrientes de agua.

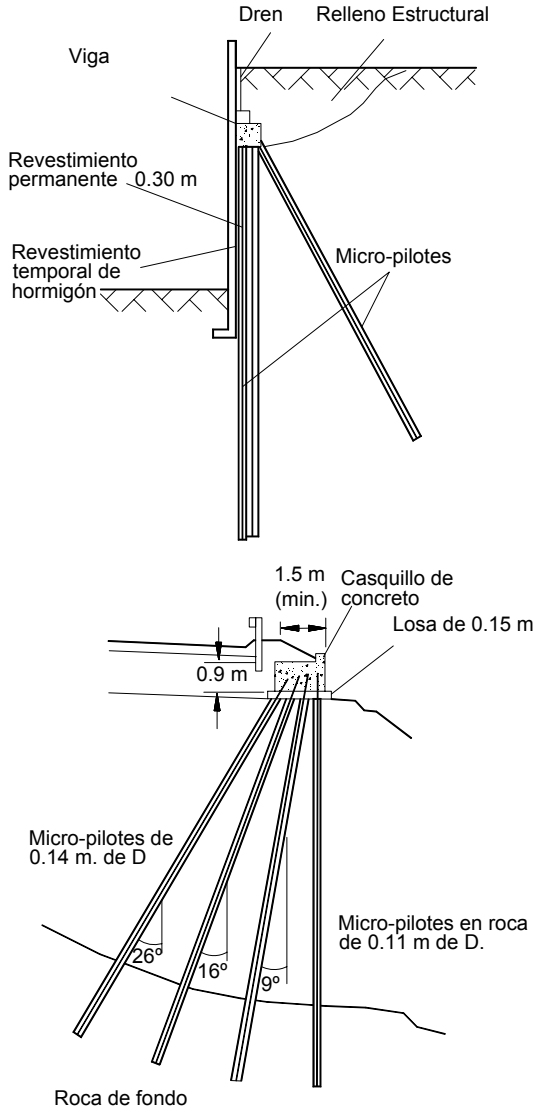


Figura 5.30 Micropilotes no reticulados para la estabilización de deslizamientos (Ueblacker, 1996; Bruce, 1988).

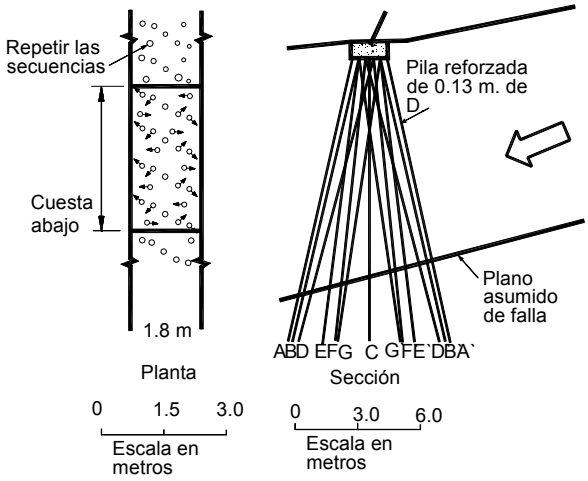


Figura 5.31 Ejemplo del uso de micro-pilotes reticulados para la estabilización de taludes (Palmerton, 1984).

- Pueden diseñarse para contrarrestar cualquier sistema de fuerzas internas.
- Son relativamente fáciles de construir.
- Tienen una gran cantidad de aplicaciones: estabilización, retención, mejora del suelo, cimentación y submuración.

Desventajas de los Micropilotes

Como desventajas de los micropilotes se pueden indicar las siguientes:

- La resistencia al cortante de un micropilote es muy pequeña por su gran esbeltez y área relativamente pequeña.
- La capacidad de resistencia horizontal a tensión de un micropilote inclinado a vertical es relativamente pequeña.
- Para estabilizar deslizamientos de tamaño mediano o grande se requiere colocar una gran cantidad de micropilotes.
- No existen metodologías de diseño universalmente aceptadas.
- Son relativamente costosos.

Construcción de los Micropilotes

La construcción incluye la perforación, la instalación del refuerzo, la inyección y la construcción de una estructura superficial de soporte (Figura 5.32). Para la perforación se pueden utilizar todo tipo de equipos. No es recomendable el uso de bentonita, debido a que se puede formar una torta en la pared que afecta el comportamiento del micropilote. El medio de excavación generalmente incluye agua.

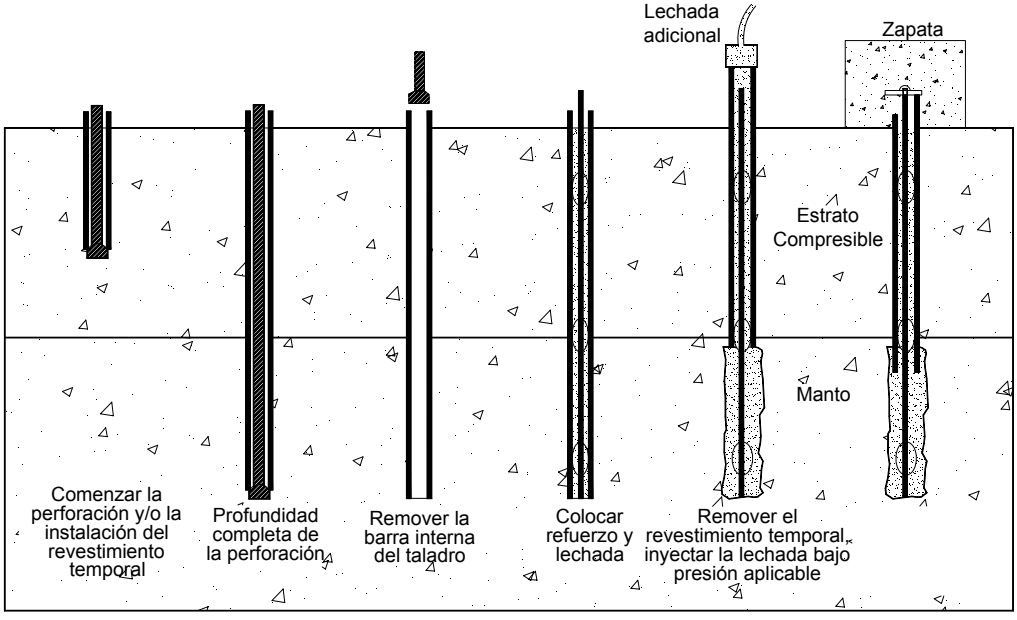


Figura 5.32 Secuencia típica de la construcción de un micro-pilote (Armour y otros, 2000).

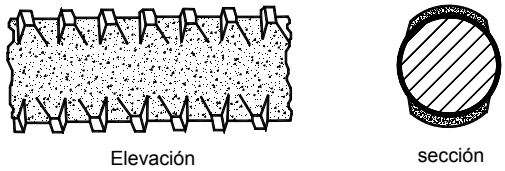


Figura 5.33 Varillas especiales para uso de micro-pilotes (Dwyidag Systems International).

Refuerzos de acero

Generalmente se utilizan varillas de 1 a 2.5 pulgadas de diámetro o grupos de varillas. Se acostumbra colocar centralizadores plásticos para mantener el refuerzo en el centro de la perforación. Existen varillas especialmente corrugadas para micropilotes (Figura 5.33).

Los refuerzos de micro-pilotes con tubería metálica son muy utilizados, especialmente para la estabilización de deslizamientos, debido a que aportan una mayor resistencia al cortante. La tubería tiene perforaciones para permitir la salida de la lechada hacia su parte externa. Es común también la colocación de varias varillas como refuerzo o de varillas y tubería metálica como se muestra en la figura 5.34.

Inyección de micropilotes

El procedimiento de inyección es probablemente la componente clave del éxito de un grupo de micropilotes, porque afecta significativamente la resistencia entre el micropilote y el suelo.

Generalmente, se utiliza lechada de cemento. La relación agua-cemento varía de 0.45 a 0.50 en peso y se obtienen resistencias a la compresión de cerca de 4.000 psi. No se recomienda la utilización de aditivos, pero en ocasiones se requieren plastificantes, especialmente en clima cálidos. En Europa, con frecuencia, se le agrega arena al cemento en una relación 1:1 o 2:1. En estos casos se requieren presiones muy grandes de inyección y una mayor relación agua-cemento, cercana a 0.6.

La práctica actual es la inyección hasta el rechazo, teniendo en cuenta que entre más lechada entra al suelo, el resultado es mayor. Es común que se dejen mangueras en la primera inyección para realizar posteriormente procesos de reinyección.

Diseño de Micropilotes

El diseño de micropilotes incluye los siguientes procedimientos:

- Realizar un análisis para determinar el incremento de resistencia al lado de la crisis de falla potencial requerida para obtener un factor de seguridad adecuado.

$$FS = \frac{R + R'}{A}$$

Donde:

R= resistencia total sobre la superficie crítica de falla

A= fuerzas actuantes sobre la misma superficie

R'= resistencia adicional al cortante que proveen los micropilotes

- Chequear el potencial para falla estructural de los pilotes, debido a cargas de la masa que se mueve utilizando la figura 5.35. Esta figura fue desarrollada por Pearlman y Withiam (1992) con base en la teoría desarrollada por Fukuoka (1977).

  Esta teoría se refiere a los momentos desarrollados en un pilote orientado perpendicularmente a la superficie de falla, asumiendo una distribución uniforme de velocidades del suelo sobre la superficie de falla.

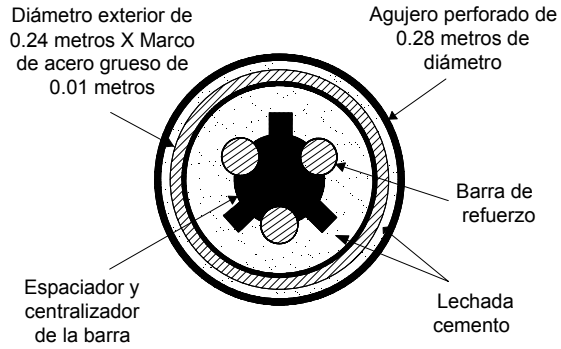
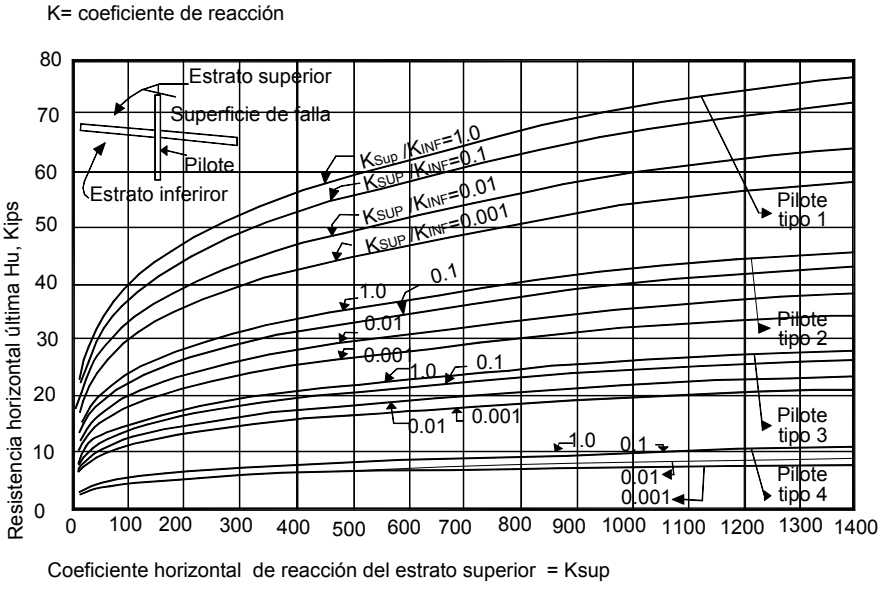


Figura 5.34 Ejemplo de sección de micro-pilote utilizando tubería metálica y varillas de refuerzo (Armour y otros, 2000).



Pilote tipo	Agujero Día (Pulg)	Tubo o varilla (Pulg)	Grosor del tubo (Pulg)	Resistencia del acero Fy (Ksi)	Resistencia del concreto Fc'(Ksi)
1	8	7.0	0.500	80	4
2	6	5.5	0.400	80	4
3	6	4.0	0.375	80	4
4	6	#9	N/A	80	4

Figura 5.35 Grafico para diseño preliminar de resistencia ultima horizontal de micropilotes en taludes (Pearlman y Withiam 1992).

- Chequear el potencial de falla plástica del suelo entre los elementos. Este potencial puede analizarse con un procedimiento desarrollado por Ito y Matsui (1975).

  Basado en esta teoría se predicen los resultados de varios espaciamientos de pilotes y condiciones de suelos que se muestran en la figura 5.36.

Determinación de la Fuerza Adicional de Cortante que deben Aportar los Micropilotes

Los micropilotes en taludes se diseñan para prevenir el movimiento hacia abajo de la masa del talud sobre una superficie potencial de falla. Los micropilotes deben ser capaces de proveer la fuerza requerida para estabilizar el talud, o sea la fuerza que se requiere para incrementar el factor de seguridad de un talud hasta un valor determinado.

Para determinar la fuerza requerida se debe realizar el análisis de estabilidad en varias etapas. Cada etapa requiere de un cálculo o análisis específico.

- Determinar el sitio donde se van a localizar los micropilotes en el perfil del deslizamiento. Los pilotes son más eficientes en la parte central o inferior del movimiento.

- Determinar el valor de la fuerza requerida para estabilizar el talud con micro-pilotes en el sitio determinado.

- Determinar la estabilidad del talud resultante arriba y abajo de los micro-pilotes.

- Determinar si se requieren hileras adicionales de micropilotes y las fuerzas requeridas en cada una de las hileras.

Para determinar el sitio óptimo para la localización de los micropilotes se realiza análisis de estabilidad colocando un pilote supuesto en un determinado sitio y calculando la fuerza de cortante que se requiere para obtener el factor de seguridad requerido. Se repite el análisis para otros sitios hasta obtener en cuál sitio la fuerza requerida de cortante es menor (Figura 5.37). La fuerza de cortante obtenida en el análisis anterior es la fuerza requerida a cortante que debe ser aportada por la hilera de micropilotes. Generalmente el mejor sitio para localizar la hilera de micropilotes se encuentra muy cerca al centroide de la masa deslizada.

Si ya se ha determinado previamente la localización de la hilera de micropilotes, se realiza el análisis de estabilidad y se calcula la fuerza de cortante que se requiere en un pilote vertical supuesto localizado en el sitio determinado. En todos los casos es importante analizar la estabilidad del talud, tanto arriba como abajo de la hilera de micropilotes para determinar si se requieren hileras adicionales.

Transferencia de Carga en los Micropilotes

Los micropilotes resisten las fuerzas de inestabilidad del talud utilizando una combinación de fuerzas axiales desarrolladas en la interface entre el micropilote y el suelo, tanto arriba como abajo de la superficie de falla.

Se asume que el movimiento lateral máximo del micropilote ocurre cerca a la superficie de falla real o potencial (Figuras 5.38 y 5.39). Del mismo modo los esfuerzos de tracción sobre el micropilote son mayores cerca a la superficie de falla.

La capacidad individual de un micropilote aumenta significativamente construyendo los micropilotes inclinados con relación a la superficie crítica real o potencial de falla. Si el micropilote está inclinado, existirá una tendencia al extracción del pilote, lo cual da como resultado una fuerza axial de tensión. En ciertos casos también se pueden producir fuerzas axiales de compresión. Estas fuerzas son movilizadas por la resistencia lateral en la interface micropilote-suelo.

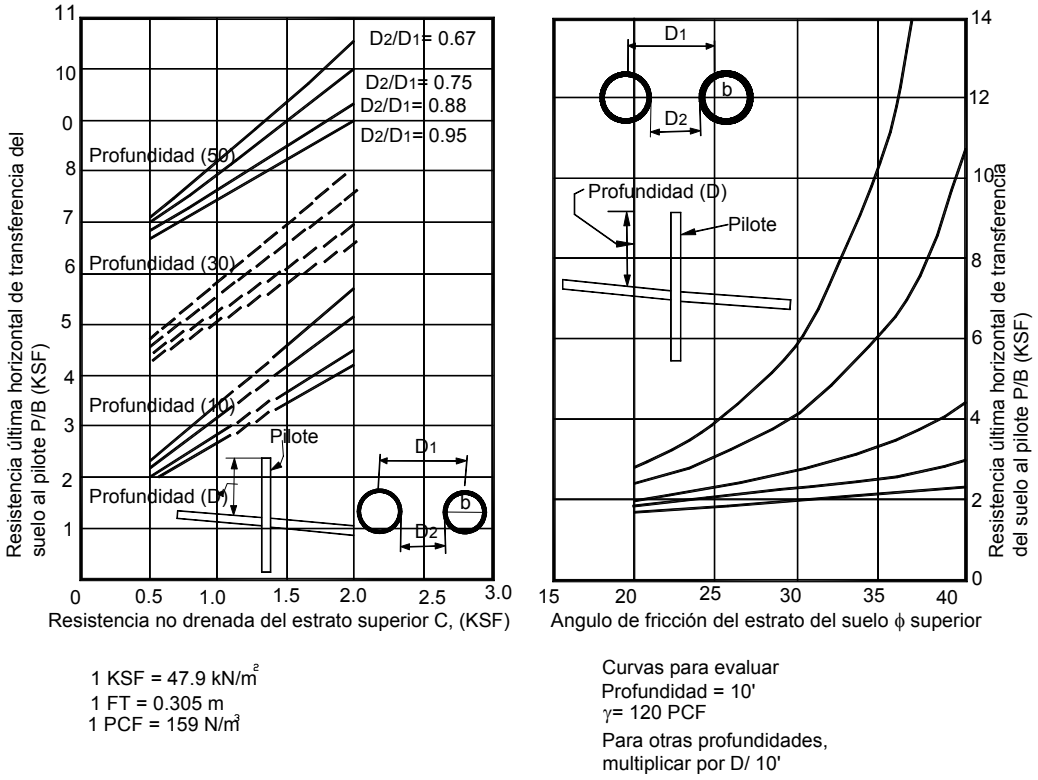


Figura 5.36 Gráficos para esfuerzos últimos de trasferencias del suelo a los micro-pilotes contra resistencia al cortante del suelo (Pearlman y Withiam 1992).

La fuerza máxima axial en el micropilote se presenta cerca a la superficie de falla, en forma similar a como ocurre en los clavos ("nails"). Para que los micropilotes desarrollen la máxima fuerza axial, el micropilote debe estar suficientemente embebido en el suelo por debajo de la superficie de falla para prevenir su arrancamiento o la falla por capacidad de soporte.

La fuerza axial requerida para ser resistida por el micropilote por debajo de la superficie de falla, se asume que es igual a la resistencia que puede desarrollar el micropilote por encima de la superficie de falla con un factor de seguridad.

La resistencia axial última del micropilote por encima de la superficie de falla puede calcularse utilizando la expresión:

$$P_{ult} = \alpha_{arriba} x\ L_{arriba} x \pi x d$$

Donde:

P_{ult} = Resistencia última axial del micropilote por encima de la superficie de falla

α_{arriba} = Resistencia en la interface entre la inyección y el suelo por encima de la superficie de falla

L_{arriba} = Longitud del micropilote desde la superficie de falla hasta la cabeza en la superficie del terreno

d = Diámetro del micropilote

Los valores de α se pueden obtener de ensayos de laboratorio o estimarse de acuerdo a la tabla 5.6

La longitud requerida de los pilotes por debajo de la superficie de falla (L_{abajo}), se puede calcular por medio de la expresión:

$$L_{abajo} = \frac{P_{ult}}{\alpha_{abajo} x \pi x d} x\ FS$$

Donde:

P_{ult} = Resistencia última axial del micropilote por encima de la superficie de falla

α_{abajo} = Resistencia en la interface entre la inyección y el suelo por debajo de la superficie de falla

L_{abajo} = Longitud enterrada requerida del micropilote por debajo de la superficie de falla

FS = Factor de seguridad (se recomienda FS = 2.0)

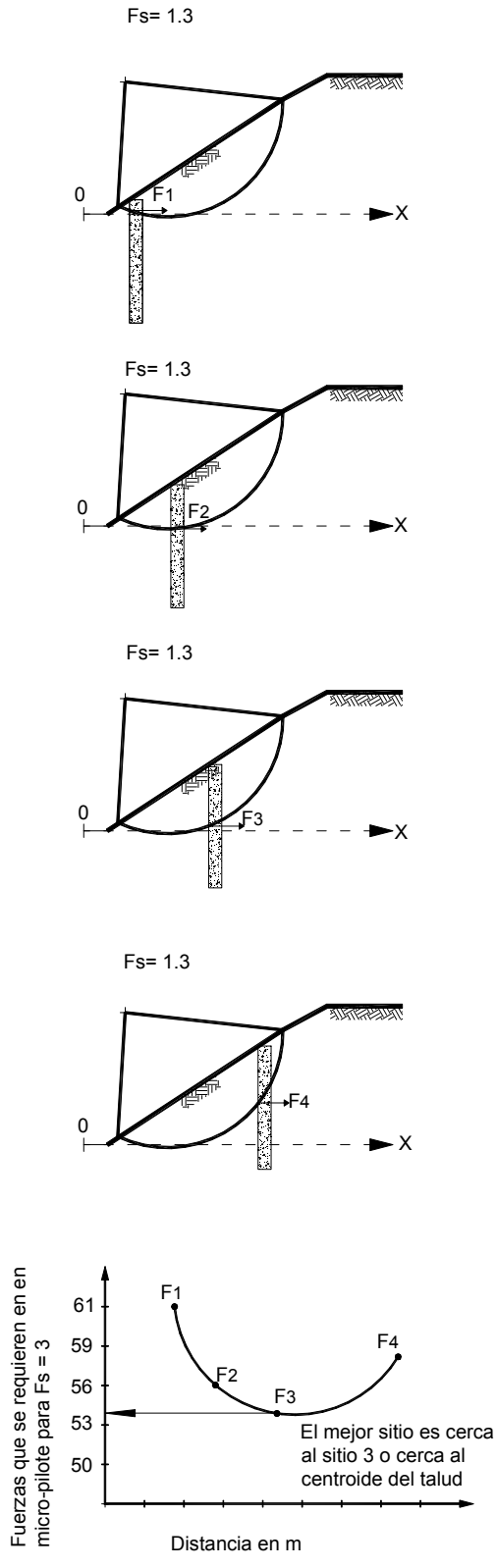


Figura 5.37 Análisis para determinar el sitio óptimo para colocar una hilera de micropilotes.

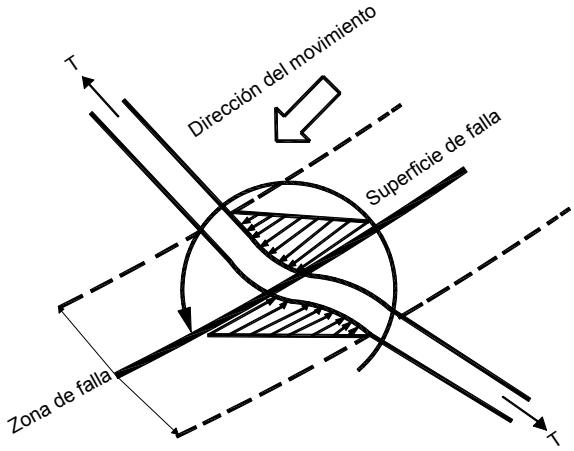


Figura 5.38 Esfuerzos del suelo sobre los micropilotes.

Adicionalmente a la resistencia axial, los micropilotes desarrollan resistencia a la flexión. El objetivo de un diseño es seleccionar un sistema de micropilotes con suficiente capacidad estructural para resistir la fuerza desbalanceada del talud ($F_{requerida}$), sin que ocurra falla estructural del micropilote en un efecto combinado de carga axial y de flexión.

Evaluación de la Capacidad Máxima de Momento a Flexión de un Micropilote Vertical

La resistencia máxima al cortante de un micropilote corresponde a la máxima fuerza de cortante que puede aplicarse al micropilote y que resulta en un momento de flexión máximo dentro del pilote, el cual es exactamente igual a la resistencia última a la flexión del micropilote. Este momento máximo de flexión puede ocurrir en cualquier sitio del micropilote arriba o abajo de la superficie de falla.

La falla de los micropilotes en un deslizamiento ocurre a flexión. Para calcular la resistencia al cortante de un micropilote, se requiere calcular primero la resistencia última a flexión (M_{ult}).

El momento último a flexión de un micropilote vertical se calcula utilizando un programa de computador que modele la interacción suelo-estructura para pilotes con carga lateral (LPILE u otro similar).

El momento último a flexión se calcula para dos condiciones extremas:

- Carga axial igual a cero (P = 0)
- Carga axial última ($P = P_{ult}$, calculada como se indicó anteriormente)
  P_{ult} = Resistencia última axial del micropilote por encima de la superficie de falla

El análisis se realiza con el valor menor del M_{ult} determinado en el análisis con el software, con el objeto de trabajar con el valor menor disponible de resistencia al cortante del micropilote.

Evaluación de la Resistencia al Cortante de un Micropilote Vertical

La máxima fuerza al cortante que puede soportar el micropilote, corresponde a la fuerza de cortante aplicada sobre la superficie de falla, que produzca un momento máximo de flexión en el pilote igual a M_{ult}.

El momento máximo a flexión en el pilote depende de la rigidez del suelo (respuesta p-y) abajo y arriba de la superficie de falla y de la rigidez del micropilote propiamente dicha.

Esta evaluación se puede realizar mediante análisis de pilotes cargados lateralmente utilizando un programa de software (LPILE o similar).

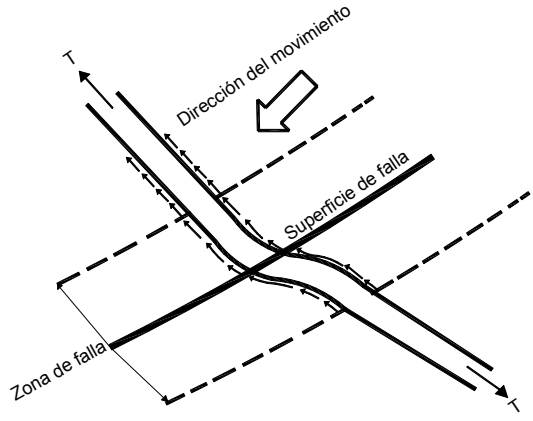


Figura 5.39 Los esfuerzos de tracción del suelo sobre el micropilote son mayores cerca a la superficie de falla y disminuyen al alejarse de esta superficie.

Tabla 5.6 Valores típicos de la resistencia en el contacto suelo-micropilote (α) (Sabatini y otros, 2005).

Material de Suelo o Roca	Resistencia entre el Micropilote y el Suelo kPa
Limo o arcilla blanda, de plasticidad media, con algo de arena	35 a 70
Limo o arcilla dura, densa a muy densa, con algo de arena	50 a 120
Arena fina, suelta a media, con algo de limo	70 a 145
Arena fina, gruesa, densidad media a alta, con algo de limo o grava	95 a 215
Grava media a muy densa, con algo de arena	95 a 265
Detritos glaciales, limos, arenas o gravas, densas, cementadas	95 a 190
Lutitas blandas, poco meteorizadas, sanas a moderadamente fracturadas	205 a 550
Pizarras y lutitas duras, poco meteorizadas, sanas a moderadamente fracturadas	515 a 1.380
Calizas poco meteorizadas, sanas a moderadamente fracturadas	1.035 a 2.070
Areniscas poco meteorizadas, sanas a moderadamente fracturadas	520 a 1.725
Granito y basalto poco meteorizados, sanos a moderadamente fracturados	1.380 a 4.200

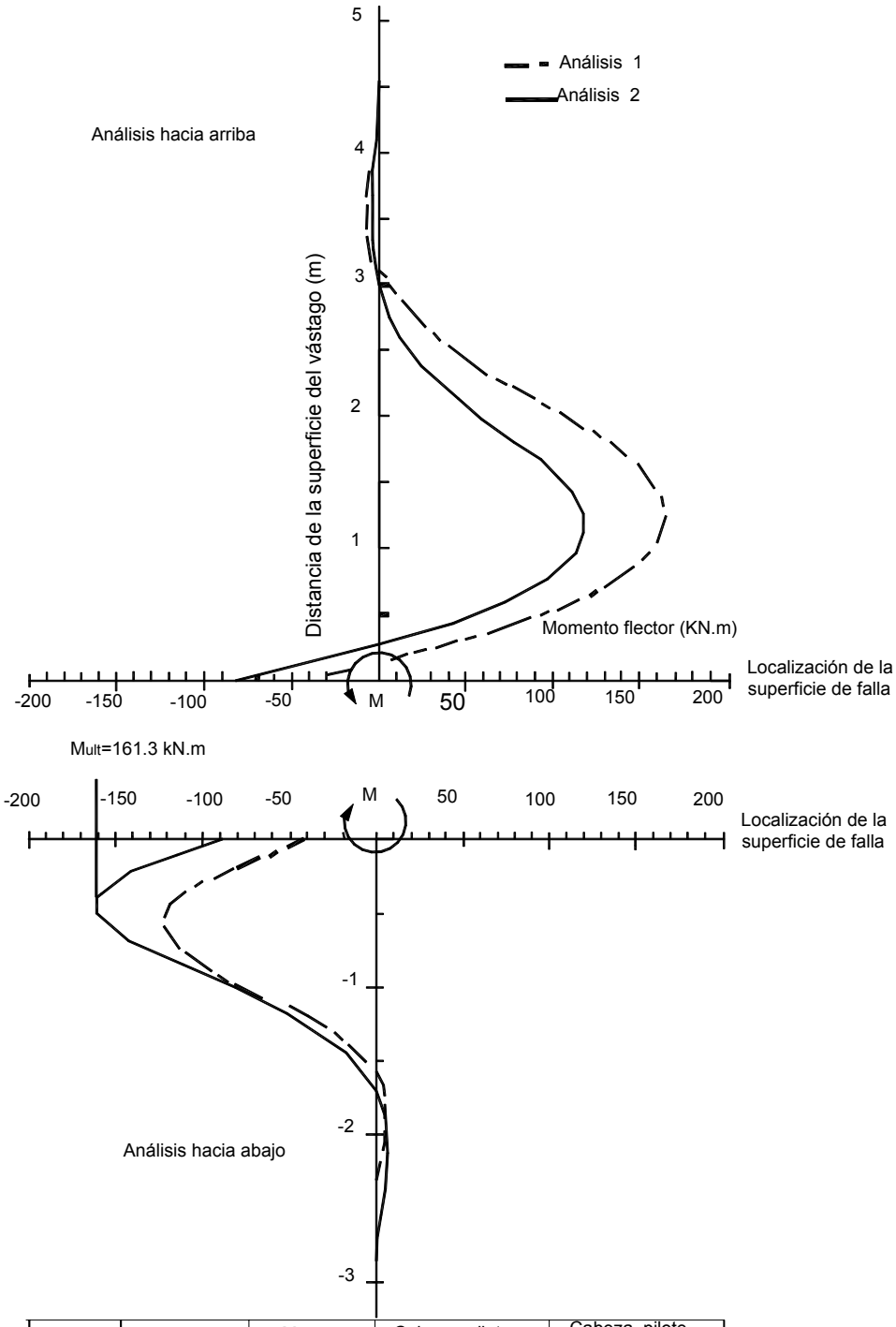
Nota: La resistencia indicada corresponde a inyección por gravedad. En micropilotes inyectados o reinyectados en suelos las resistencias son significativamente mayores.

El análisis se realiza por separado para la porción del pilote por encima de la superficie de falla y para el sector de pilote por debajo de la superficie de falla (análisis "hacia arriba" y análisis "hacia abajo").

Ambos análisis se realizan para las condiciones de carga axial mínima ($P = 0$) y carga axial máxima ($P = P_{ult}$). Las fuerzas de cortante y los momentos aplicados en el análisis en la superficie de falla, realmente son fuerzas internas y momentos dentro del micropilote.

Por la razón anterior, deben satisfacerse los siguientes criterios:

- Se debe utilizar el mismo valor de carga axial para los análisis hacia arriba y hacia abajo.
- La fuerza de cortante debe tener la misma magnitud y dirección para ambos análisis.
- El momento aplicado debe ser el mismo en magnitud, pero de signo opuesto para los análisis hacia arriba y hacia abajo.



Análisis	M (KN.m)	M_{max} (KN.m)	Cabeza pilote Arriba	Cabeza pilote Abajo
1	40	162.98	-0.064	-0.025
2	87	161.00	-0.037	-0.037

Figura 5.40 Ejemplo de diagramas de momentos de flexión calculados para los análisis hacia arriba y hacia abajo de un micropilote (Sabatini y otros, 2005).

- La cabeza del micropilote se modela como libre.

- Debe obtenerse el mismo valor en la pendiente calculada de la inclinación de la cabeza del pilote en la superficie de falla, para los análisis hacia arriba y hacia abajo.

La figura 5.40 muestra un ejemplo de los diagramas de momentos calculados para un análisis hacia arriba y hacia abajo. El análisis consiste en suponer varios momentos en forma iterativa hasta que se obtenga como resultado el mismo valor de la pendiente calculada de la inclinación de la cabeza del pilote en la superficie de falla, para los análisis hacia arriba y hacia abajo; y $M_{max} = M_{ult}$.

Las iteraciones se suspenden cuando se cumplen las dos condiciones anteriores. La fuerza de cortante obtenida en el momento en que se cumplen las dos condiciones es la fuerza de cortante última para diseño de un micro-pilote vertical. Como los micro-pilotes generalmente son inclinados, se requiere evaluar la fuerza máxima lateral en el micro-pilote teniendo en cuenta esta inclinación (Figuras 5.41 y 5.42).

Capacidad al Cortante en una Batería de Micropilotes Inclinados

La máxima fuerza lateral (F_{ult}) que puede resistir un micro-pilote inclinado depende de su localización con respecto a la superficie de falla como se muestra en la figura 5.43. De acuerdo a Poulos y Davis (1980) P_{ult} puede desarrollarse si el pilote se encuentra inclinado más de 30°.

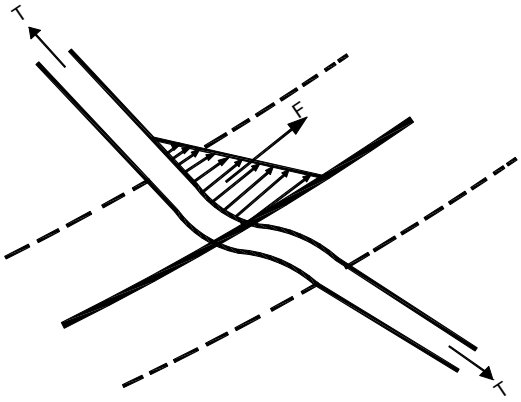


Figura 5.41 Fuerzas del micropilote sobre el deslizamiento en la superficie de falla.

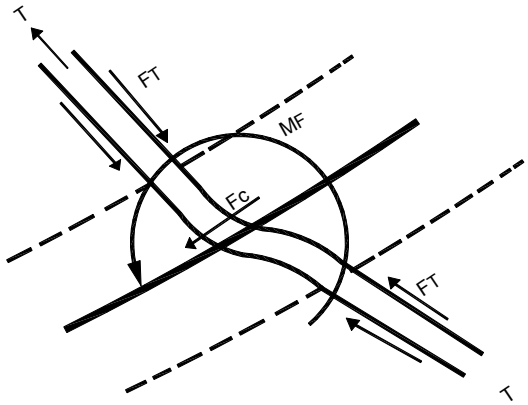


Figura 5.42 Fuerzas que actúan sobre la estructura del micropilote.

La carga lateral sobre el pilote está dada por las expresiones:

Para ψ = 0°

$$F_{ult} = Q_p = 0$$

Para ψ ≥ 30°

$$F_{ult} = Q_p = P_{ult}\cos\psi + P_{ult} sen\psi$$

Para valores intermedios se requiere interpolar entre los dos valores obtenidos.

Donde:

$Q_p = 0$ = es la fuerza máxima de cortante en el análisis con el software para P = 0

$Q_p = P_{ult}$ = es la fuerza máxima de cortante en el análisis con el software para $P = P_{ult}$

El ángulo de inclinación ψ se define en la forma como se muestra en la figura 5.44. Para grupos de pilotes se suman los efectos de la resistencia al cortante de cada pilote. Si se requieren resistencias adicionales, se pueden requerir pilotes adicionales o hileras adicionales de pilotes.

En estructuras de micropilotes se debe ser generoso en el número de micropilotes debido a que la carga es parcialmente asumida por el suelo.

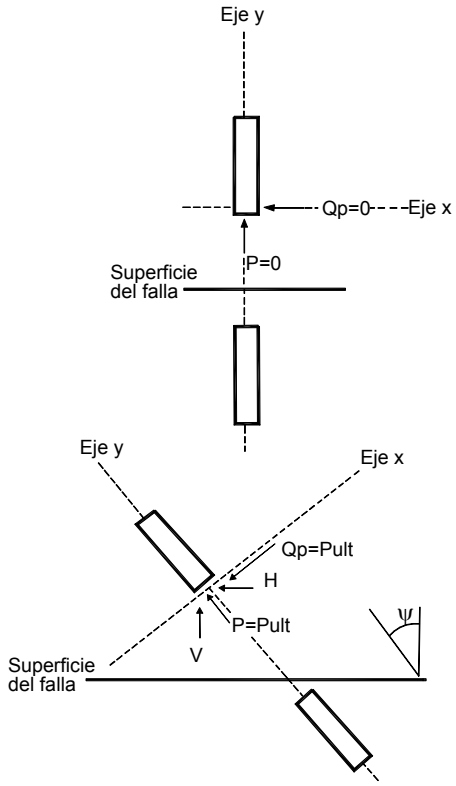


Figura 5.43 Fuerzas que actúan sobre un micropilote vertical y un micropilote inclinado en la superficie de falla (Sabatini y otros, 2005).

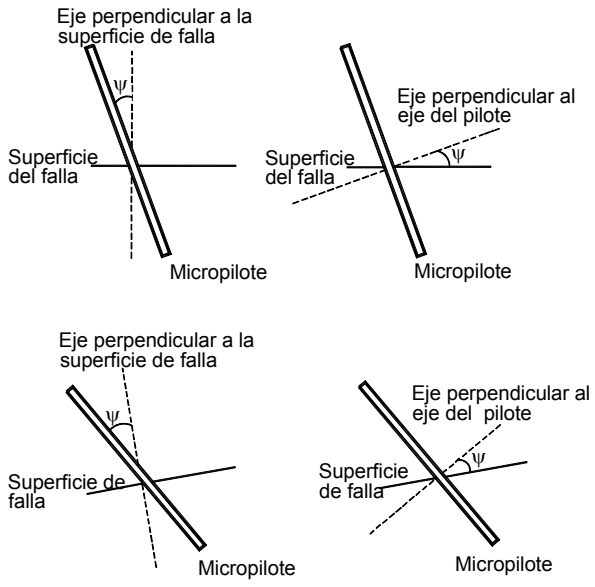


Figura 5.44 Definición del ángulo de inclinación de un micropilote (ψ) para diversas situaciones (Sabatini y otros, 2005).

Potencial de Flujo del Suelo entre Micropilotes

Si los micropilotes se encuentran muy espaciados y el suelo por encima de la superficie de falla es muy débil, existe la posibilidad de que se presente flujo del suelo por entre pilotes adyacentes (Figura 5.45).

La posibilidad de que se presente flujo de suelo entre pilotes puede analizarse utilizando criterios desarrollados por Ito y Matsui (1975) y Hassiotis y otros (1997).

Existen hojas de cálculo y programas de software para analizar la posibilidad de flujo de suelo entre los micropilotes.

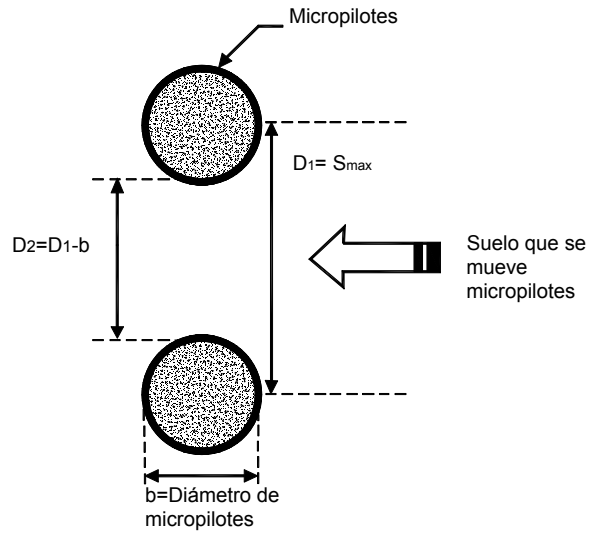


Figura 5.45 Deformación plástica o flujo de suelo entre dos pilotes adyacentes (Sabatini y otros, 2005).

Proceso de Diseño de Estabilización de Taludes con Micropilotes

El procedimiento de diseño de estabilización de taludes utilizando micropilotes de acuerdo a la guía de la FHWA (Sabatini y otros, 2005; Sabatini y otros, 2006 ; Loehr, 2007) se presentan en la tabla 5.7. El diseño incluye el cálculo de la carga por micropilote y el análisis general de estabilidad de los taludes.

Tabla 5.7 Procedimiento para el diseño de micropilotes (Modificado de Sabatini y otros 2005).

Paso 1	**Determinar la Viabilidad del Uso de Micropilotes** Analizar las restricciones de derecho de vía, materiales, equipos, estructuras existentes, aspectos ambientales, estética, sensitividad, movimientos de tierra, costos, etc.
Paso 2	**Información Geotécnica del Deslizamiento o el Talud** Topografía, extensión lateral, perfil de suelo, niveles freáticos, parámetros para el análisis, superficie de falla, sismicidad, etc.
Paso 3	**Evaluar el Factor de Seguridad del Talud Existente** Calcular el factor de seguridad utilizando un software de equilibrio límite. Se diseña para el factor de seguridad mínimo.
Paso 4	**Determinar la Fuerza Adicional Requerida para Estabilizar el Talud** Comparando el factor de seguridad actual con el factor de seguridad de diseño, calcular la fuerza adicional requerida. Se realiza utilizando programas convencionales de estabilidad de taludes. Para el análisis se supone un solo micropilote vertical, y se realizan análisis para varias localizaciones de ese micropilote.
Paso 5	**Seleccionar la Sección del Micropilote y Estimar su Longitud** Se selecciona un tipo de micro-pilote y una sección de refuerzo. Se calcula P_{ult} axial y luego se estima la longitud requerida para que el micropilote tenga una capacidad de dos veces P_{ult}.
Paso 6	**Evaluar la Capacidad de Momento a Flexión de un Micropilote** Se calcula la capacidad del pilote a flexión utilizando un programa de computador. Se requiere especificar las propiedades de la inyección y del acero así como los parámetros del suelo. Se calcula M_{ult} para $P = 0$ y para $P = P_{ult}$.
Paso 7	**Evaluar la Capacidad al Cortante de un Micropilote** Se realizan análisis de carga lateral de pilotes utilizando un programa de software (por ejemplo, LPILE) y se ajusta la fuerza de cortante hasta que $M_{max} = M_{ult}$ y la pendiente de inclinación del pilote coincide para análisis hacia arriba y hacia abajo del micro-pilote.
Paso 8	**Evaluar la Capacidad al Cortante del Grupo de Micropilotes** De acuerdo a los ángulos y localización de los micro-pilotes se calcula la máxima fuerza lateral que soporta el grupo de micro-pilotes.
Paso 9	**Seleccionar el Espaciamiento entre Pilotes** Se selecciona el número e inclinación de los pilotes en una sección, generalmente cada batería tiene dos direcciones de inclinación hacia arriba y hacia abajo del talud.
Paso 10	**Chequear el Flujo de Suelo entre Micropilotes** Se debe evaluar que no ocurra flujo plástico entre micropilotes. Esto se puede analizar utilizando hojas de cálculo o programas de software.
Paso 11	**Diseñar la Estructura de la Zapata Superficial** El diseño se realiza de acuerdo a criterios de ingeniería estructural.

REFERENCIAS CAPÍTULO 5

AASHTO (1996). "Standard Specifications for Highway Bridges". 16th edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.

Abramson L.W, Lee T.S., Sharma S., Boyce G.M. (2002). "Slope stability and stabilization methods". John Wiley & Sons, INC. New York. pp 712.

Armour, T., Groneck P., Keeley J., Sharma, S. (2000). "Micropile Design and Construction Guidelines Implementation Manual". Report FHWA-SA-97-070, Federal Highways Administration, 376 pp.

Bruce, D.A. (1988). "Developments in Geotechnical Construction Processes for Urban Engineering". Civil Engineering Practice, Vol. 3, No. 1, pp 49-97.

Bruce, D.A., and R.A. Jewell (1987). "Soil Nailing: Application and Practice – 2 Parts". Ground Engineering , Vol. 20 No. 1, Jan., pp 21-28.

Byrne , R.J., Cotton, D.M., Potterfield, J., Wolschlag, C., and Ueblacker, G., (1998). "Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls". Federal Highway Administration Report FHWA-SA-96-069R. 530 pp.

Byrne, R.J. (1992). "Soil Nailing: A simplified Kinemattic Analysis". Grouting, soil improvement, and geosynthetics New Orleans (R. H. Bordden, R.D. Holtz, and I. Juran, eds.) Geotechnical Special Publication 30, American Society of Civil Engineers, New York, Vol.2, pp. 751-764.

Clough, G.W. and O'Rourke, T.D., (1990). "Movements of InSitu Walls". Proceedings, Design and Performance of Earth Retaining Structures, Cornell University, Ithaca, New York, pp. 439-470.

Clouterre Project (1991). "French National Research Project on Soil Nailed Walls". English translation by the Federal Highway Administration Report FHWA-SA-93-026.

Cornforth D.H., (2005). "Landslides in practice investigation, analysis, and remedial/ preventative options in Soils". John Wiley & Sons, Inc. Hoboken, New Jersey. pp. 596.

Elias, V., Juran I.. (1988). "Soil Nailing for stabilization of Highway slopes and excavations". Report FHWA-RD-89-198. FHWA, U.S. Department of Transportation, 210 p.

Felio B.Y., Vucetic, M., Hudson M., Barar, P., and Chapman, R. (1990). "Performance of Soil Nailed Walls During the October 17, 1989, Loma Prieta Earthquake". Proceedings, 43rd Canadian Geotechical Conference, Quebec, Canada, pp. 165-173.

Fukokua, M,. (1977). "The Effects Horizontal Loads on Piles Due Landslides". Proceeding, Speciality Session 10, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Japan, pp. 27-42.

Gassler, G, Gudehus, (1981). "Soil Nailing-Some Soil Mechanic Aspects of In-Situ Reinforced Earth". Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 3, Session 12 Stockholm, pp. 665-670.

Hassiotis S., Chameau J.L., Gunaratne M., (1997). "Design method for stabilization of slopes with piles". ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123(4), 314-323.

Hoek, E. (1983). "Strength of jointed rock masses". Geotechnique, Vol.33, No. 3, pp.1878-223.

Ito, T., Matsui, T., (1975). "Methods to Estimate Lateral Force Acting on Stabilizing Piles". Soil and Foundations, Vol. 15, No. 4.

Juran I., Benslimane A., Bruce D.A. (1996). "Slope stabilization by micropile reinforcement". Proceedings of the seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp1715-1726.

Juran, I ., (1977). "Dimensionnement interne des Ovrages en Terre Armee" Thesis for Doctoralte of Engineering. Laboratoire Central des Ponts et Chaussees, Paris.

Kavazanjian, E. Jr., Matasovic, N., Hadj-Hamou, T., and Sabatini, P.J., (1997). "Design Guidance: Geotechnical Earthquake Engineering for Highways, Volume I, Design Principles". Geotechnical Engineering Circular No. 3, Report FHWA-SA-97-076, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Kramer S.L., (1996). "Geotechnical Earthquake Engineering". Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.

Lazarte C.A. Elias V. Espinosa D., Sabatini P.J. (2003). "Soil Nail Walls". Geotechnical Engineering Circular No. 7. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration. Washington, pp. 305.

Lizzi, F. (1985). "Pali Radice". (Root Piles) and "Reticulated Pali Radice, Underpinning". S. Thorburn and J.F. Hutchison, Eds. Glasgrow and London: Surrey University Press, Chapter 4.

Loehr, E. (2007). "Micropiles for Slopes Stabilization Workshop". First North American Landslides Conference – Vail, Colorado.

Palmerton, J. B. (1984). "Stabilization of Moving Land Masses by Cast-in-Place Piles". Report GL-84-4, U.S. Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississipi, Report GL-84-4, 134 pp.

Pearlman, S. L. y J. L. Withiam. (1992). "Slope Stabilization Using In-Situ Earth Reinforcements" Proceedings of speciality Conference on Stability Performance of Stopes and Embankment-II, ASCE Geothechnical Special publication No 31 Berkeley California, pp. 1,333-1,348, June.

Porterfield, J.A., Cotton, D.M. and Byrne, R.J. (1994). "Soil Nailing Field Inspectors Manual, Project Demonstration 103". Publication No. FHWA-SA-93-068, Federal Highway Administration, Washington D.C.

Poulos , H.G. , Davis, E.H. (1980). "Pile Foundation Analysis and Design". John Wiley and Sons, pp 397

Rabejac, S. and Toudic P. (1974). "Construction d'un jmur de soutènement entre Versailles-Chantiers et Versailles-Matelots". Trans: Construction of a retaining wall between Versailles-Chantiers and Versailles-Matelots, Revue générale des chemins de fer, Vol. 93, pp. 232-237.

Sabatini, P. J., Tanyu, B., Armour, T., Groneck, P., Keeley J. (2005). "Micropile Design and Construction (Reference Manual for NHI Course 132078)". U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. Publication No. FHWA NHI-05-039.

Sabatini, P. J., Tanyu, B., Armour, T., Groneck, P., y Keeley J. (2006). "Participant Workbook – Micropile Design and Construction (for NHI Course 132078)". U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. Publication No. FHWA NHI-05-040.

Schlosser, F., (1983). "Analogies et differences dans le Comportement et le Caicul des Ouvrages de Soutenement en Terre Arme et par Clougae du Sol", Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, No. 418.

Shen, C.K., Hermann L.R.,. Romstad K.M, Bang S., Kim Y.S., De Natale J.S., (1981), "An in-Situ Earth Reinforced Lateral Support System" Report 81-03 for the University of California, Davis, California, March.

Sivakumar-Babu G. L., Srinivada-Murthy B. R., Srinivas A. (2002) "Analysis of construction factors influencing the behaviour of soil-nailed earth retaining walls". Ground Improvement 6, No. 3, p.137–143

Stocker , M.F., Korber G.W., Gässler, G., and Gudehus, G. (1979). "Soil Nailing". In International Conference on Soil Reinforcement I, Paris, France, Vol. 2, pp. 469-474.

Tatsuoka, F., Koseki, J., and Tateyama, M. (1997). "Performance of reinforced soil structures during the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake". Special Lecture, in Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement (IS Kyushu '96). Balkema, Vol. 2, pp. 973-1008.

Tufenkjian, M.R. (2002). "Performance of Soil Nailed Retaining Structures During the 2001 Nisqually, Earthquake". Proceedings of the 7th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, July 21-25, Boston.

U.S. Forest Services (1994). "Application Guide for Launched Soil Nails", Vol. 1 and 2, FHWA-FPL-93-003, Washington D.C., 60 pp.

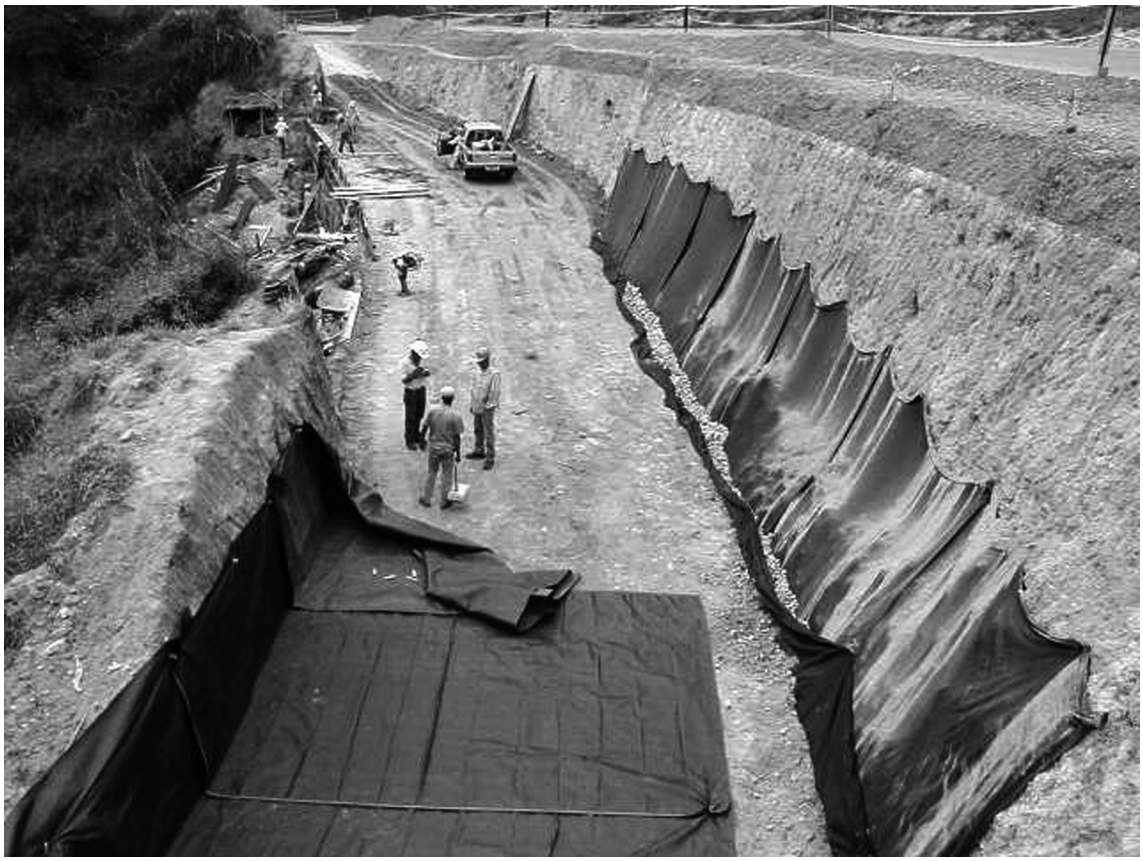
Ueblacker, G. (1996). "Portland Westside Lightrail Corridor Project Micropile Retaining Wall". Foundation Drilling. November, pp. 8-12.

Wyllie, D.C., Norrish, N.I. (1996). "Rock Strength Properties and Their Measurement". Chapter 14, Landslides Investigation and Mitigation Special Report 247, Transportation Research Board, pp. 372-390.

Xanthakos, P. P., L. W. Abramson, D. Bruce, (1994). "Ground Control and Improvement". New York: Wiley.

Capítulo 6

Refuerzo con Geosintéticos



Fotografía 6.1 Construcción de un muro de tierra con refuerzo de geosintéticos.

Las estructuras de tierra reforzada o estructuras de tierra mecánicamente estabilizada (Muros MSE o taludes RSS), son terraplenes donde el suelo es su principal componente y dentro de este, en el proceso de compactación, se colocan elementos de refuerzo para aumentar su resistencia a la tensión y al cortante (Fotografía 6.1).

En taludes se puede colocar refuerzo en los terraplenes, o se pueden construir muros MSE, los cuales actúan como estructuras de gravedad. Los muros pueden comportarse como estructuras de contención o contrapesos.

ESTRUCTURAS DE SUELO REFORZADO

Las estructuras de suelo reforzado consisten en la colocación de tiras o capas de refuerzo en el proceso de compactación de terraplenes con taludes de alta pendiente. Internamente deben su resistencia principalmente al refuerzo y externamente actúan como estructuras masivas por gravedad. Son fáciles de construir. Utilizan el suelo como su principal componente y pueden adaptarse fácilmente a la topografía.

Permite construirse sobre fundaciones débiles, tolera asentamientos diferenciales y puede demolerse o repararse fácilmente, pero se requiere espacio disponible superior al de cualquier otra estructura de contención.

La tierra reforzada moderna fue inventada y patentada por el arquitecto francés Henri Vidal en los años 1960s, y llegó a América en 1972. Originalmente se utilizaron láminas de acero (Figura 6.1). Posteriormente se han utilizado mallas metálicas y geosintéticos (Figuras 6.2 y 6.3). Estos muros se le conocen como muros de "tierra mecánicamente estabilizada" MSE, debido a que los términos "Tierra reforzada" y "Tierra armada" son objeto de patentes.

Tipos de Refuerzo Utilizado

Los muros y taludes de suelo pueden ser reforzados con laminas o malla metálica o con geosintéticos (geotextiles o geomallas) (Figura 6.4). La diferencia entre los diversos tipos de refuerzo se resume en la tabla 6.1.

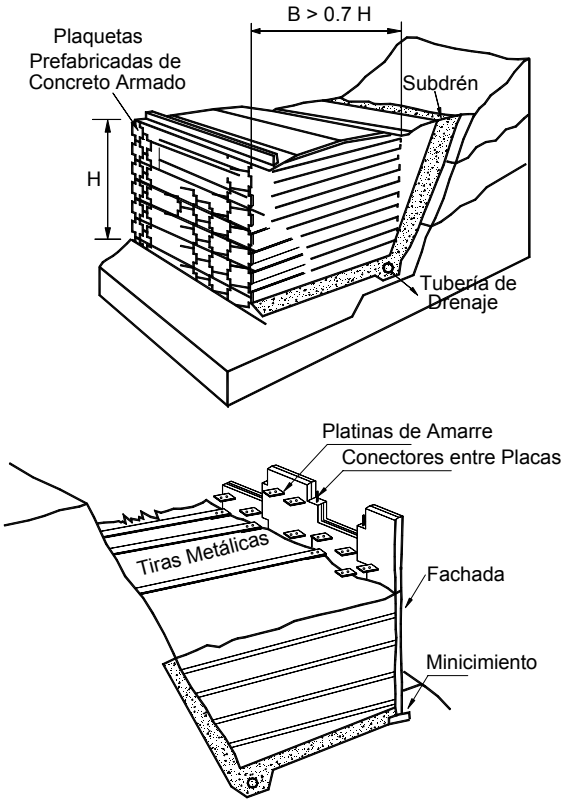


Figura 6.1 Muro de tierra armada con refuerzo de tiras metálicas.

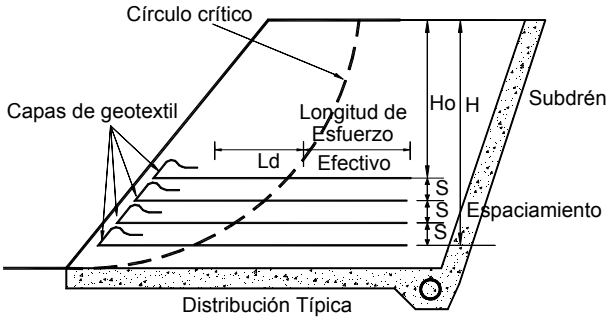


Figura 6.2 Suelo reforzado con geotextil.

Tipos de Estructura

Hay básicamente dos tipos de estructura de suelo reforzado:

Muros de tierra mecánicamente estabilizada (MSE)

Los muros MSE son muros en tierra reforzada con láminas o mallas metálicas o con geosintéticos (Geomallas o Geotextiles).

Como criterio general un muro MSE tiene una pendiente de la fachada de más de 70º con la horizontal, y se comporta como una estructura de contención a gravedad (Figura 6.5). Estas estructuras se diseñan como muros de contención y se deben diseñar para:

- Estabilidad general (estabilidad del talud sobre el cual se encuentra el muro)
- Capacidad de soportes
- Volcamiento
- Deslizamiento del muro
- Deformación excesiva
- Rotura del refuerzo
- Extracción del refuerzo
- Unión refuerzo - fachada
- Estabilidad de la fachada

Tabla 6.1 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de refuerzo.

Tipo	Ventajas	Desventajas
Refuerzo con tiras metálicas	Los refuerzos metálicos le dan rigidez al terraplén y los prefabricados de concreto en su cara de fachada los hace presentables y decorativos. Existen empresas especializadas dedicadas a su construcción. El agua no se acumula entre capas.	Las zonas de refuerzo requieren protección especial contra la corrosión. Se requieren características especiales en el relleno utilizado con los elementos de refuerzo. Algunos tipos de muro de tierra armada están cubiertos por patentes.
Refuerzo con malla metálica	La malla le da cierta rigidez al terraplén y las capas no constituyen superficies de debilidad. El efecto de anclaje es mejor. El agua no se acumula entre capas.	Dependiendo del material constitutivo la malla puede descomponerse o corroerse. Hay dificultades para la unión con la fachada.
Refuerzo con geomalla sintética	El terraplén es relativamente rígido. Se deforman menos que los de geotextil. El agua no se acumula entre capas.	Dependiendo de la rigidez de la malla puede requerirse un material diferente para la fachada.
Refuerzo con geotextil	Son generalmente muy económicos y fáciles de construir.	Son muy flexibles y se deforman fácilmente. Las capas de geotextil se pueden convertir en superficies de debilidad para deslizamientos. El geotextil se descompone con la luz solar. El agua puede acumularse entre capas.

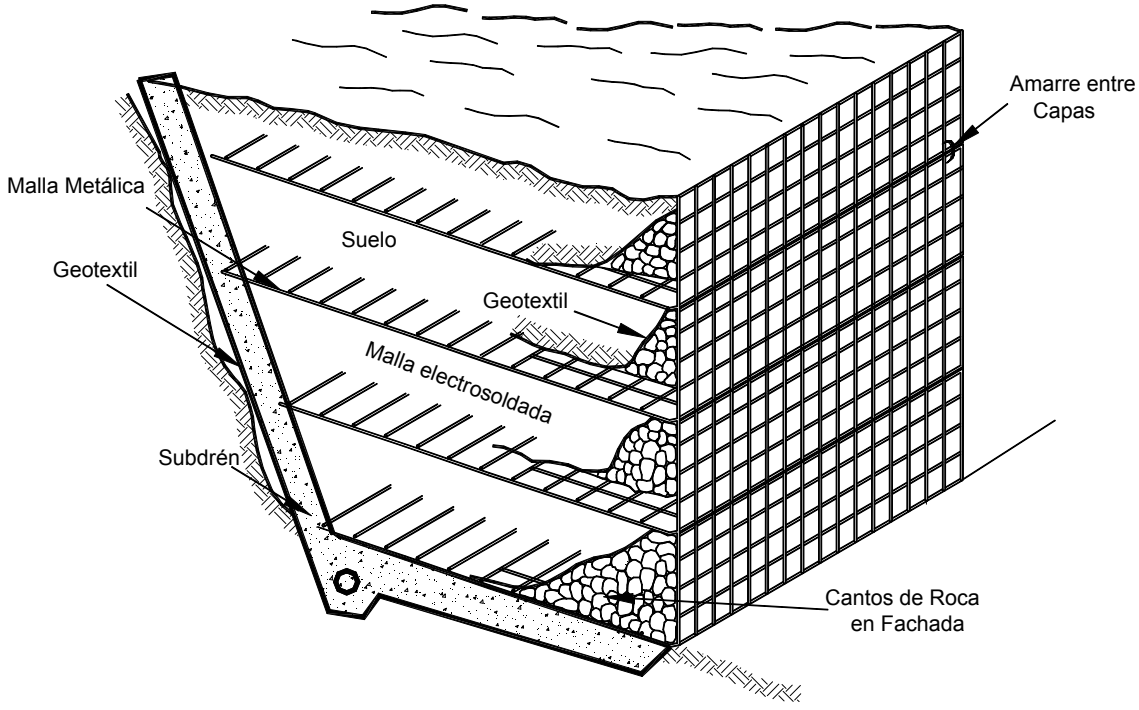


Figura 6.3 Suelo reforzado con malla electrosoldada de acero galvanizado.

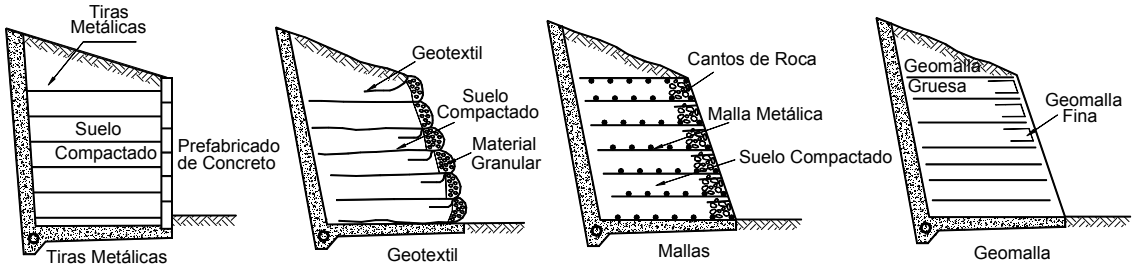


Figura 6.4 Tipos de refuerzo para muros MSE.

Los muros MSE de acuerdo a la AASHTO requieren para su construcción de materiales de relleno granular relativamente limpio; sin embargo en los países tropicales se utilizan con frecuencia materiales mixtos con contenidos altos de arcilla.

Taludes reforzados (RSS)

Son taludes reforzados con refuerzos metálicos o geosintéticos, los cuales tienen inclinación de la fachada de menos de 70º. Aunque técnicamente es posible que se diseñen taludes reforzados con pendiente superior a 70º, se recomienda que a partir de esta inclinación las estructuras de suelo reforzado se diseñen como muros y no como taludes. Los taludes reforzados (RSS) no se diseñan como estructuras de contención sino solamente utilizando sistemas de análisis de estabilidad de taludes por el método del equilibrio límite.

El diseño de taludes RSS utilizando refuerzos de geosintéticos se basa en versiones modificadas de los métodos clásicos de equilibrio límite de taludes. Modelos numéricos y de campo (Christopher 1990), indican que el sistema de diseño de equilibrio límite es relativamente conservador.

Los taludes reforzados no requieren, según la FHWA, un material de relleno tan granular y limpio como se requiere para los muros MSE y por esta razón en muchas ocasiones es más económico construir un talud reforzado (RSS) que un muro MSE.

Hasta la fecha no se conoce de especificaciones AASHTO para el diseño de taludes reforzados (RSS). Sin embargo, en las guías de la FHWA se recomiendan procedimientos para el diseño de taludes reforzados.

Razones para su Empleo

La utilización de estructuras de suelo reforzado se ha popularizado por las siguientes razones:

- *Economía.* En los países tropicales de alta montaña generalmente los gaviones son el material para estructura de contención más económico seguido generalmente de las estructuras de suelo reforzado con geosintéticos. Estas estructuras son mucho más económicas que los muros en concreto simple o reforzado.

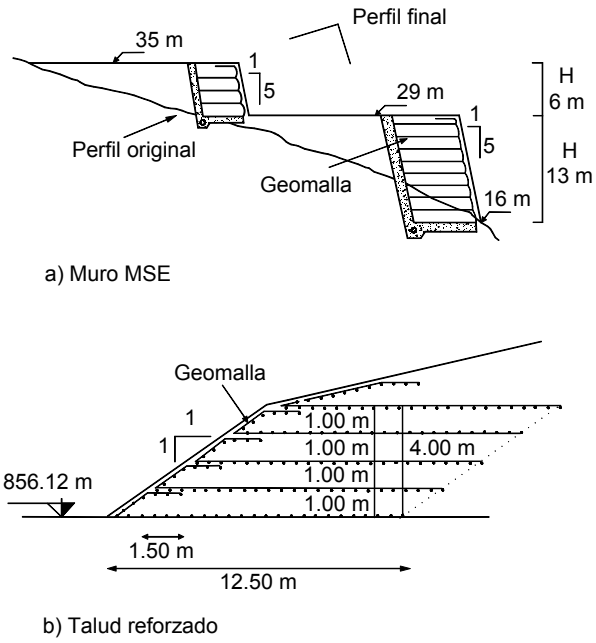


Figura 6.5 Tipos de estructura de suelo con refuerzo.

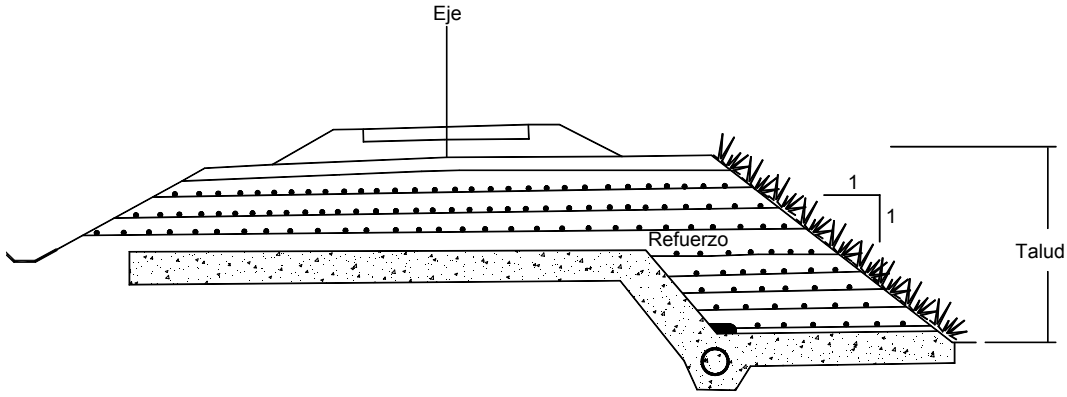


Figura 6.6 Manejo de terraplén con refuerzo en una vía férrea (Modificado de Wayne y Miller, 1996).

Por razones económicas también se acostumbra a utilizar los geotextiles como refuerzo a pesar de que su comportamiento es generalmente menos eficiente que las geomallas y otros tipos de refuerzo.

- *Comportamiento*. La flexibilidad de los muros de suelo reforzados con geosintéticos representan una ventaja sobre las estructuras rígidas. Del mismo modo los muros y taludes de suelo con geosintéticos se comportan mejor que los terraplenes sin refuerzo.

.

- *Estética*. Los muros y taludes reforzados con geosintéticos permiten el recubrimiento con vegetación, lo cual los hace muy atractivos desde el punto de vista paisajístico y ambiental.

Usos Principales

Entre los usos de las estructuras de suelo con refuerzo se encuentran las siguientes:

- ***Terraplenes para carreteras.*** La construcción de muros y taludes reforzados para la conformación de terraplenes en carreteras es una práctica muy común (Figura 6.6). La principal ventaja es el menor volumen de relleno que se requiere cuando se coloca refuerzo. Igualmente, los terraplenes con refuerzo se comportan mejor ante eventos sísmicos.

- ***Estabilización de taludes en corte.*** Cuando existen amenazas de deslizamiento en los cortes de carreteras una alternativa de estabilización es la construcción de un muro MSE (Figura6.7). Para poder utilizar los muros de suelos reforzados con geosintéticos para la estabilización de cortes, se requiere que el espacio entre la vía y el talud sea lo suficientemente grande para permitir la construcción del muro.

  Debe tenerse en cuenta que el ancho del muro debe ser de aproximadamente el 70% de su altura. Igualmente se debe diseñar un sistema de subdrenaje eficiente para manejar las aguas subterráneas o de infiltración en la interface entre el muro y el talud.

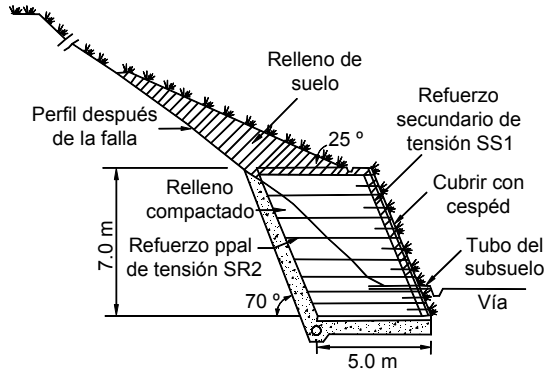


Figura 6.7 Esquema de la estabilización del talud de un corte utilizando un muro MSE.

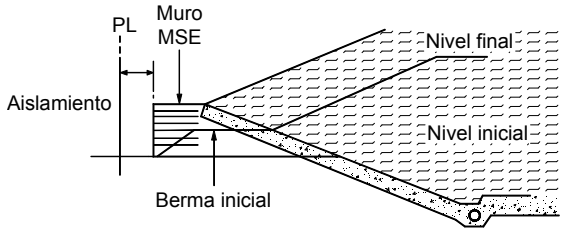


Figura 6.8 Uso de una estructura de suelo con refuerzo de geosintéticos para estabilizar el pie de un relleno sanitario.

- ***Conformación de áreas planas en zonas urbanas.*** En proyectos de urbanizaciones en zonas de montaña se requiere con frecuencia construir terraplenes para la conformación de áreas planas para las viviendas. La alternativa de utilizar muros de suelo reforzados con geosintéticos es muy atractiva cuando se tienen materiales disponibles para los rellenos. La principal ventaja de estos muros es que se pueden utilizar fachadas de alta pendiente, las cuales utilizan menos espacio que los terraplenes comunes.

- ***Estabilización de botaderos de residuos y rellenos sanitarios.*** Los muros o diques de suelo reforzado con geosintéticos se utiliza con mucha frecuencia para construir las estructuras de contención alrededor de botaderos de residuos o rellenos sanitarios (Figura 6.8).

LOS REFUERZOS

Los Refuerzos Metálicos

Típicamente son de acero, el cual es usualmente galvanizado o con recubrimientos epóxicos.

- *Tiras de láminas metálicas.* Las láminas comercialmente disponibles son corrugadas por ambos lados, tienen una ancho de aproximadamente 50 milímetros (2 pulgadas) y espesor de 4 milímetros (5/32 de pulgada).

- *Tiras de mallas metálicas soldadas.* Las malla de acero utilizadas generalmente tienen espaciamientos longitudinales entre 6 y 8 pulgadas, y transversales de 9 a 24 pulgadas.

Los Refuerzos de Geosintéticos

Generalmente se utilizan productos elaborados con polímeros.

- *Geomallas de polietileno de alta densidad (HDPE).* Comúnmente consisten en mallas uniaxiales, las cuales son ofrecidas comercialmente en hasta 6 diferentes resistencias (Figura 6.9).

- *Geomallas de poliéster cubierto con PVC.* Generalmente consisten en geomallas que están caracterizadas por una tenacidad alta de las fibras de poliéster en el sentido longitudinal.

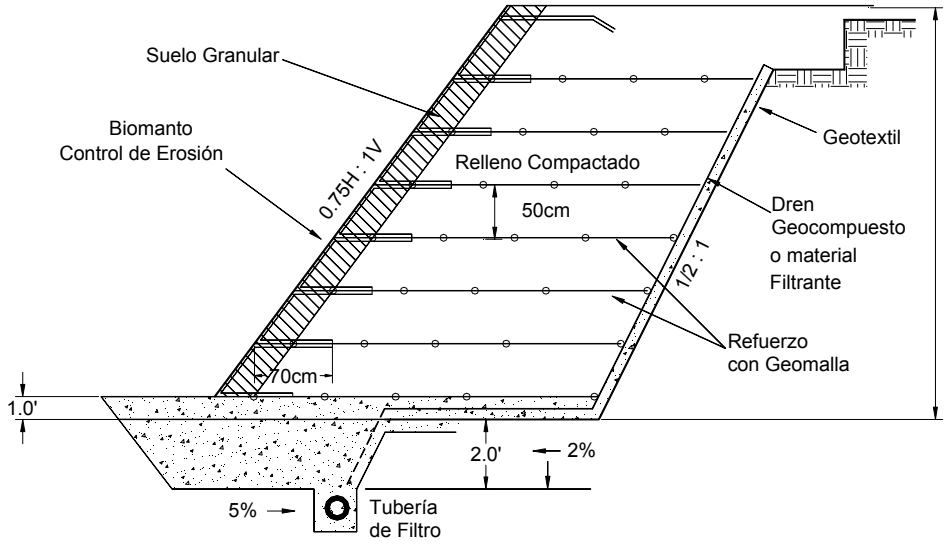


Figura 6.9 Esquema de una estructura de contención de suelo reforzado con geomalla.

Para poder garantizar la larga vida del poliéster se requiere que éste tenga un alto peso molecular y un bajo número de grupo carboxil.

- *Geotextiles de polipropileno o de poliéster*. Son geotextiles tejidos de alta resistencia, los cuales se utilizan principalmente para la estabilización de taludes. Se han utilizado tanto geotextiles de poliéster como de polipropileno.

Los Geotextiles como Refuerzo de Muros MSE

En un gran número de países latinoamericanos como Colombia, Brasil y Perú se utilizan muy a menudo los geotextiles en vez de las geomallas o los refuerzos metálicos para la construcción de muros MSE. El uso de geotextiles tiene algunas ventajas como es la facilidad de construcción y la reducción significativa de costos (Benjamín y otros, 2007). Sin embargo, existe muy poca investigación sobre el uso de los geotextiles para el refuerzo de muros en tierra.

El principal problema detectado es la gran magnitud de las deformaciones, lo cual representa un problema para su utilización en estructuras importantes. Los geotextiles se deforman mucho más que las geomallas. La posibilidad de deformaciones post-construcción (fatiga o "creep") han sido un problema especialmente para los geotextiles de polipropileno.

La falta de información sobre deformación a largo plazo de los geotextiles de polipropileno obliga a utilizar factores de reducción por deformación a largo plazo superiores a 5.0.

El uso de factores altos ha sido desestimulado por la industria de geotextiles y existe una tendencia a diseñar utilizando información técnica incompleta sobre el comportamiento de los geotextiles (Benjamín y otros, 2007). Igualmente la acumulación de agua entre capas de geotextil representa problemas de estabilidad y potencia las deformaciones.

El resultado es una gran cantidad de fallas en los muros reforzados con geotextiles. Se requiere por lo tanto, ser muy estrictos en el diseño de muros con geotextiles, especialmente en la utilización de coeficientes adecuados y la construcción de sistemas de subdrenaje muy eficientes.

MATERIALES PARA EL RELLENO

Los muros MSE necesitan rellenos con materiales de gran durabilidad, buen drenaje y facilidad de construcción, así como de muy buena interacción de resistencia con el refuerzo, la fricción del material es la característica más importante requer ida. Los taludes estabilizados RSS tienen menos exigencias no debe ser un material capaz de desarrollar fricción y no debe contener materiales orgánicos o perecederos como vegetación o residuos indeseados.

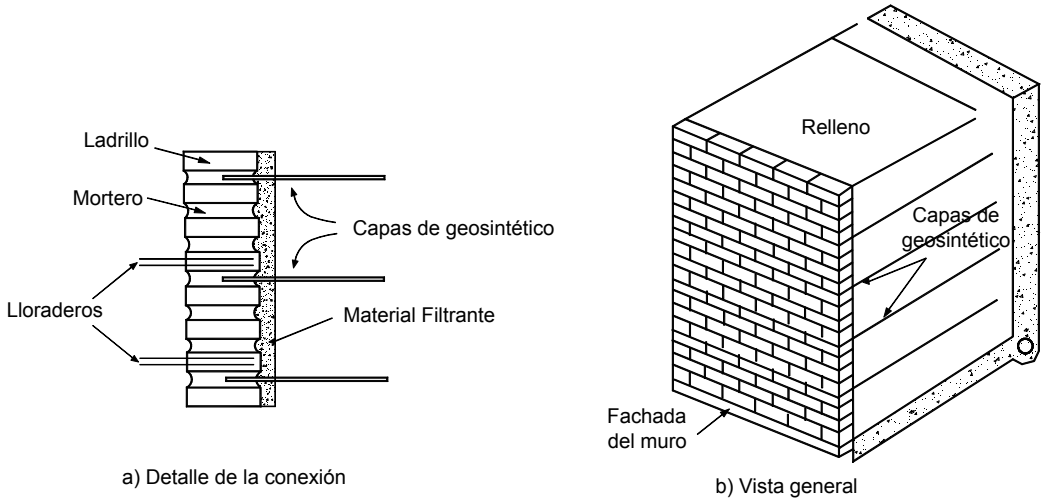


Figura 6.10 Muro reforzado con fachada en ladrillo (Pinto, 2003).

La AASHTO recomienda utilizar materiales 100% granulares, pero cuando no se dispone de materiales de grava o arena se utilizan suelos mixtos (gravas o arenas arcillosas o limosas, o suelos residuales), en estos casos se debe tener especial cuidado, teniendo en cuenta, la importante reducción de capacidad al arrancamiento en los suelos arcillosos, cuando son saturados (Elias y Swanson, 1983). En ocasiones se utiliza piedra triturada. En este caso debe tenerse cuidado de que el refuerzo sea de un grosor suficiente que impida su rotura, causada por los bordes angulosos del triturado.

El PH del relleno en el caso de tierra armada con refuerzo metálico debe ser superior a seis para impedir la corrosión acelerada del acero. El material debe compactarse a una densidad tal que garantice la estabilidad del relleno en cuanto a resistencia y compresibilidad. Comúnmente se exigen densidades superiores al 95% de la densidad máxima Proctor Modificado.

El proceso de compactación debe realizarse teniendo cuidado de no romper o deteriorar los elementos de refuerzo. Debe impedirse que los vehículos, tales como volquetas pasen por encima del refuerzo antes de colocar el relleno.

El relleno cerca de la pared debe compactarse utilizando un equipo liviano, bien sea un rodillo pequeño vibratorio, una placa vibratoria de peso no mayor a mil kilos o un vibrotamper. A distancias superiores a 1.5 metros de la pared puede utilizarse equipo pesado.

Uso de Suelos Tropicales

La AASHTO y otras entidades recomiendan que los muros de tierra con geosintéticos sean construidos utilizando materiales granulares como relleno. Esta recomendación tiene su fundamento en la preocupación del mal drenaje de los materiales finos, el cual conduce a la pérdida de resistencia al cortante y problemas de movimientos después de la construcción (Zornberg y Mitchell, 1994).

En los países tropicales se encuentran suelos granulares con finos como arenas limosas y arcillosas, las cuales presentan muy buen comportamiento mecánico muy diferente al de los suelos finos de climas temperados (Tabla 6.2). Por ejemplo, algunos suelos en el Brasil con altos porcentajes de finos pero baja plasticidad, presentan un muy buen comportamiento mecánico como material compactado (Cruz, 1996).

Tabla 6.2 Especificaciones para rellenos de tierra armada (Geotechnical Control Office, 1989).

Requisito	Relleno de Material Friccionante	Relleno de Material Cohesivo
Tamaño máximo	150 mm	150 mm
% Pasantes 1/2 pulgada	≥ 25%	-
% Pasantes tamiz 30	≥ 8 %	-
% Pasantes tamiz 200	0 a 10%	10 - 80
% menor de 2 micrones	-	0 - 10
Coeficiente de uniformidad	≥ 5	≥ 5
Límite líquido	-	≤45
Indice plástico	-	≤20

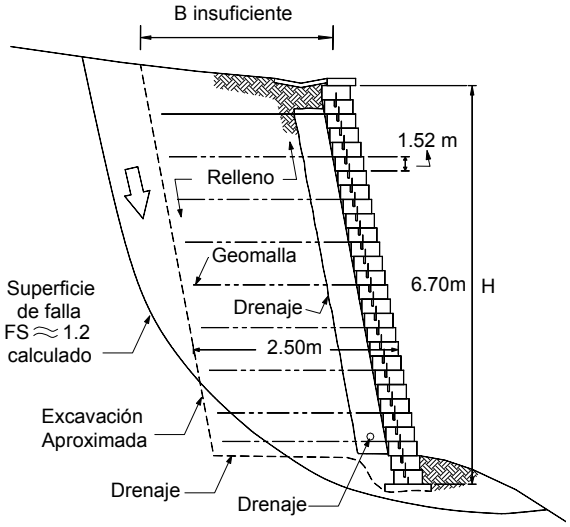


Figura 6.11 Falla global (externa) de un muro reforzado con geomallas (Berg y Meyers, 1997).

MATERIALES PARA LA FACHADA

Se han utilizado diferentes sistemas de fachada. Se indican a continuación los más comunes:

Paneles de concreto reforzado
Son paneles de concreto con espesor mínimo de 14 centímetros, con forma de cruz, rectangular, cuadrada, hexagonal o de diamante.

Bloques de concreto
Son bloques de concreto o mortero con peso unitario entre 15 y 50 Kg. El tamaño típico en la fachada es de 10 x 60 centímetros. La mayoría de estos bloques son patentados y se les reconoce por su nombre comercial.

Fachadas metálicas
Fue el sistema utilizado inicialmente por Vidal y se le utiliza actualmente para sitios de difícil acceso.

Mallas metálicas
Las mallas se doblan para formar la superficie de la fachada. Algunos sistemas patentados utilizan mallas metálicas en la fachada.

Gaviones
Las canastas de gaviones rellenas de piedra pueden utilizarse como fachada con refuerzos principales en malla metálica o geomalla.

Fachada en geosintéticos con vegetación
Los geotextiles o geomallas se doblan alrededor de la fachada para contener el suelo. En el caso de geotextiles, la misma tela de refuerzo principal se utiliza como fachada y en el caso de refuerzo principal con geomallas se coloca en la fachada un geosintético más flexible. Sobre los geosintéticos se pueden colocar biomantos y vegetación o se puede recubrir con mortero o concreto.

Concreto o concreto lanzado
La fachada con geosintéticos o con malla metálica puede recubrirse utilizando concreto o mortero lanzado, o colocando una fachada de concreto fundido en el sitio utilizando formaleta.

Fachada en ladrillo o mampostería
Consiste en paredes semiverticales de espesor importante de ladrillo pegado con mortero u otro tipo de mampostería, como se muestra en la figura 6.10.

EL COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS MSE

Hasta ahora el ensayo de los geosintéticos se ha concentrado en determinar el comportamiento a corto plazo de los mantos tal como son manufacturados, y el comportamiento de la obra a mediano y corto plazo. La pregunta que queda es, cuál es su comportamiento durante el período de servicio de la obra.

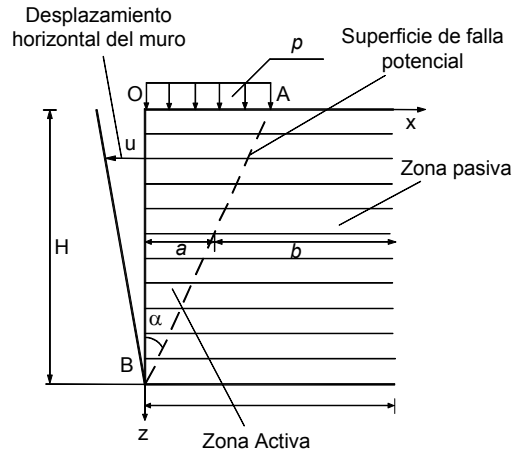


Figura 6.12 Superficie potencial de falla al cortante y falla por desplazamiento de la fachada.

El comportamiento a largo plazo de los muros MSE de tierra reforzada con geosintéticos depende principalmente del comportamiento de los refuerzos de geosintéticos.

Algunos productos de refuerzo fabricados con geosintéticos han tenido un mal comportamiento a largo plazo. La preocupación de algunas entidades ha sido de tal magnitud, que algunos departamentos de transporte de los EE.UU. han modificado las especificaciones de la AASHTO prohibiendo el uso de algunos tipos de muro MSE.

Por ejemplo, en New Jersey el artículo 5.8.4.2 de las especificaciones de la AASHTO para muros MSE fue modificado en la siguiente forma: "The use of extensible reinforcements for MSE walls is not permitted" (NJDOT-2001).

El uso de geotextiles de polipropileno genera preocupaciones por la gran magnitud de las deformaciones. Sin embargo, en muchos casos se pueden permitir deformaciones relativamente importantes de acuerdo a las características y función de la estructura. En estabilización de taludes las deformaciones internas en el muro pueden no representar un problema para la estabilidad general de la estructura.

Zornberg y Arriaga (2003) y Pedroso y otros (2006), han realizado investigaciones sobre el comportamiento de estructuras reforzadas con geotextiles y muy posiblemente en los próximos años, la investigación permitirá establecer criterios sobre el comportamiento real de los muros MSE reforzados con geotextiles.

Mecanismos de Falla

Fallas por estabilidad externa

En la literatura se reportan una cantidad importante de muros MSE que han fallado por estabilidad externa. En este tipo de falla se incluyen las fallas por deslizamiento directo, volcamiento, capacidad de soporte y falla del talud general incluyendo al muro.

En la mayoría de los muros reportados como fallados por estabilidad externa, la longitud del refuerzo era menor de 0.5H. Berg y Meyers (1997) reportan la falla de un muro MSE de 6.7 metros con longitud de refuerzo de 2.5 metros (Figura 6.11). La falla reportada está relacionada con la estabilidad global del muro, equivalente a una falla por detrás del muro. Las geomallas no se rompieron, pero el muro colapsó totalmente por su pie. Los factores de seguridad para la falla global eran de 1.2.

Gassner y James reportan la falla de dos muros con pendiente de 70º y refuerzos con geotextiles de poliéster (L de los refuerzos = 0.49H), los cuales colapsaron por "insuficiente refuerzo y/o baja resistencia de los rellenos". Las fallas por capacidad de soporte también son comunes, debido a que los muros MSE concentran cargas muy grandes en áreas relativamente pequeñas.

Fallas por estabilidad interna

Las fallas por estabilidad interna incluyen la falla de los refuerzos y la falla de la fachada (Figura 6.12).

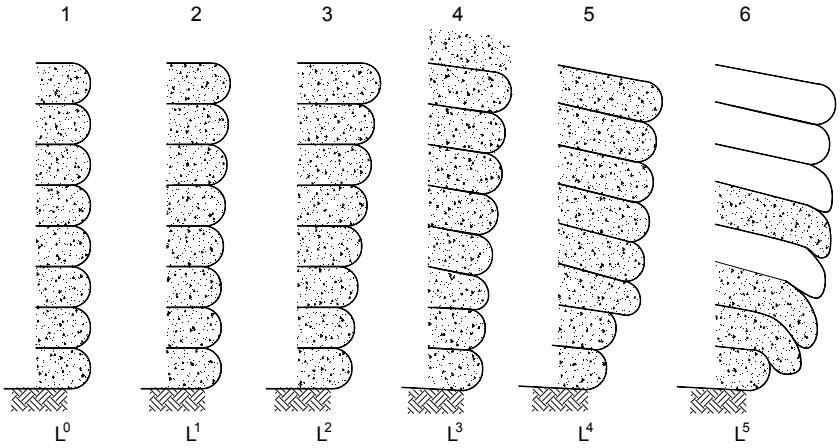


Figura 6.13 Falla de un muro MSE por extensión y rotura de los refuerzos de acuerdo a Richardson y Lee (1975).

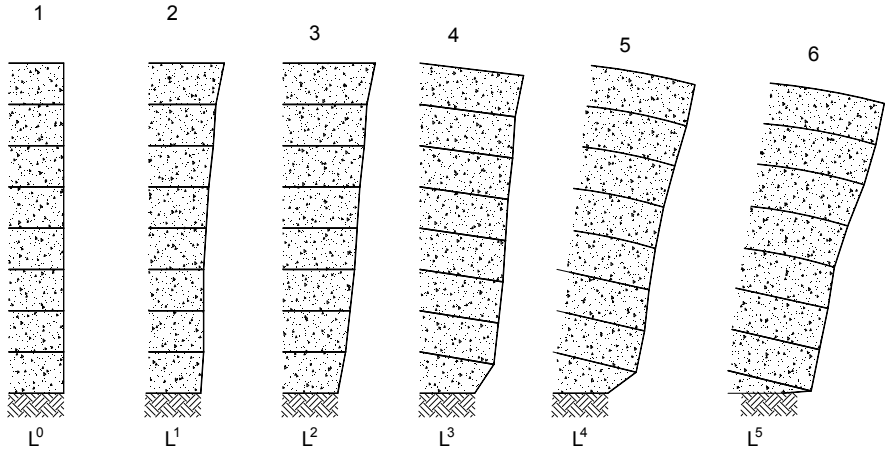


Figura 6.14 Falla de un muro MSE por extracción de los refuerzos de acuerdo a Richardson y Lee (1975).

Falla por extensión (fluencia a creep) de los refuerzos
Richardson y Lee (1975) realizaron una serie de ensayos para estudiar el comportamiento de los refuerzos y la falla de los muros y encontraron lo siguiente:

En la falla por extensión y rotura de los refuerzos, inicialmente la parte superior del muro se mueve en forma relativamente lenta hacia fuera y la deformación va desplazándose hacia abajo para producirse la falla "catastróficamente" en la forma indicada en la figura 6.13.

Falla por extracción de los refuerzos
Este tipo de falla es la menos común, debido a la gran resistencia del conjunto suelo-refuerzo a la extracción de la lámina de geosintético (Figura 6.14). En la falla por extracción de los refuerzos el movimiento inicial es más uniforme hacia afuera con una inclinación sobre la parte inferior del muro, y un comportamiento más dúctil.

Richardson y Lee (1975) recomiendan que para evitar fallas por colapso, se debe aumentar los factores de seguridad a extensión y rotura de los refuerzos. La gran cantidad de fallas ocurridas antes de 1995 obligó a la AASHTO y a otras Entidades a aumentar los factores de seguridad, como ocurrió en la evolución que tuvieron las especificaciones AASHTO desde 1980 hasta el 2001. Esto a su vez generó cambios importantes en la industria de los geosintéticos.

Los refuerzos con geotextiles de polipropileno se fueron reemplazando por los geotextiles de poliéster, y por las geomallas de poliester o de polietileno de alta densidad. Colombia es de los países en el mundo donde se utilizan en forma masiva los geotextiles tejidos de polipropileno para el refuerzo de muros MSE a pesar de sus problemas graves de fluencia a largo plazo.

Algunas empresas productoras de refuerzos de geosintéticos utilizan esta limitación de los productos de polipropileno para promocionar sus productos elaborados con otros tipos de polímeros, como se puede observar en la figura 6.15.

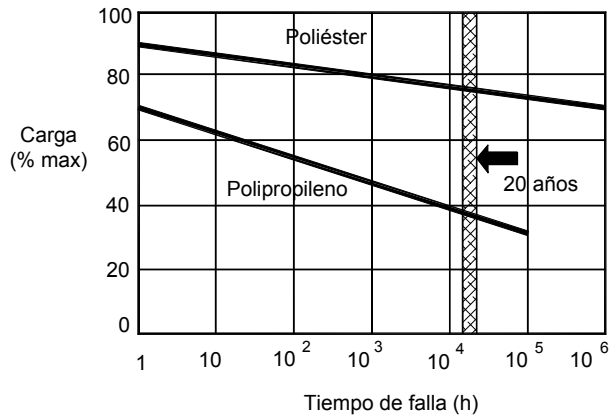


Figura 6.15 Gráfica de la disminución de la resistencia con el tiempo de dos refuerzos elaborados con productos diferentes (Geosintéticos Terram).

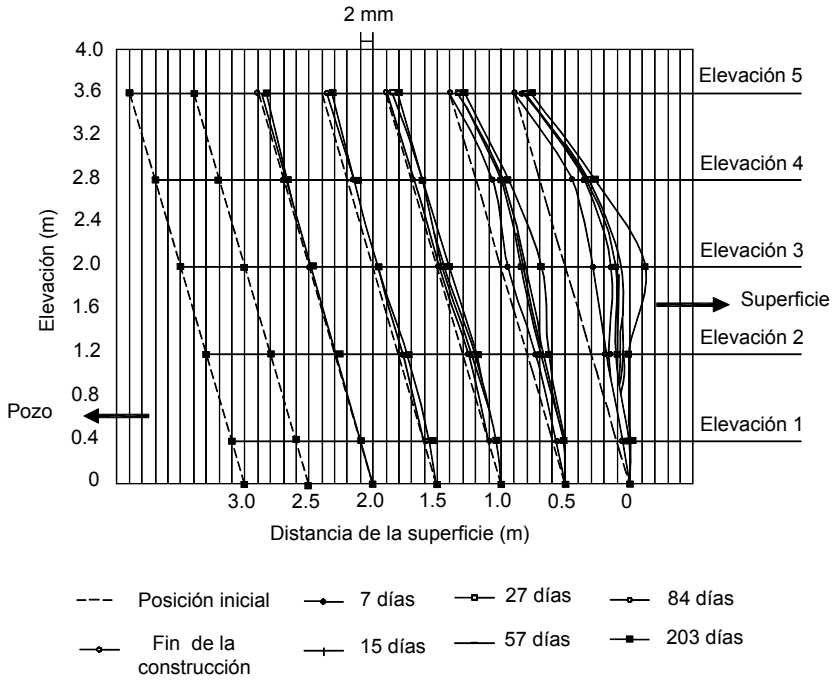


Figura 6.16 Deformaciones de los refuerzos en un prototipo de investigación (Benjamín y otros, 2007).

Falla por deformación excesiva de los refuerzos

Las deformaciones excesivas de los refuerzos se han convertido en un problema importante de los muros MSE cuyos factores de seguridad se encuentran por debajo de los especificados por la AASHTO y son muy raros en los muros fallados que han cumplido con las especificaciones AASHTO (Fotografía 6.2).

Teniendo en cuenta que los factores de reducción y de seguridad para el diseño de muros MSE en algunos países, están muy por debajo de los especificados por la AASHTO, el problema de deformaciones excesivas es un problema que los ingenieros debemos enfrentar con mucha frecuencia (Figuras 6.16 y 6.17).

En el análisis de deformaciones se deben tener en cuenta dos componentes principales:

- *Deformaciones durante la construcción*
  Las deformaciones durante la construcción dependen principalmente de las relaciones esfuerzo-deformación de los refuerzos. Para su análisis, se pueden emplear los resultados de los ensayos de tira ancha de los refuerzos.

- *Deformaciones después de construido el muro*
  Las deformaciones después de construido el muro dependen principalmente de la fluencia (Creep) de los refuerzos, las propiedades del relleno y/o de los asentamientos del terreno de cimentación. La deformación es generalmente mayor en la parte superior del muro y disminuye linealmente a cero en la base del muro, independientemente de la altura del muro y de las características de la fachada (Allen 2001).

Fotografía 6.2 Falla de un muro MSE por exceso de deformación en los refuerzos.

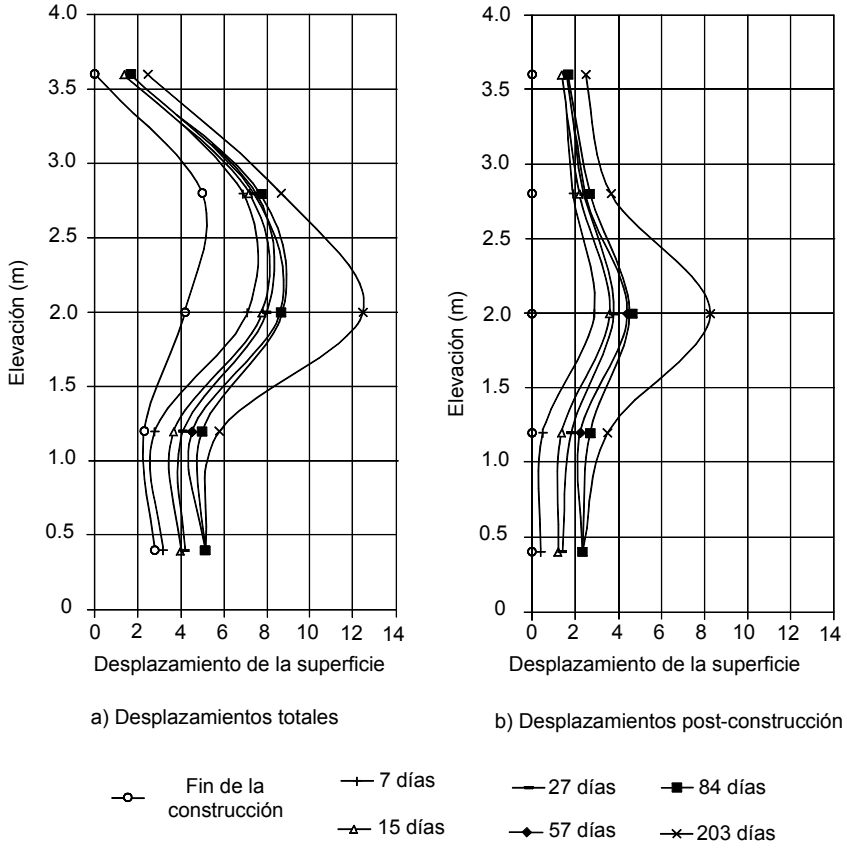


Figura 6.17 Deformaciones de la fachada en un prototipo de investigación (Benjamín y otros, 2007).

La diferencia entre el buen o mal comportamiento de un muro parece estar relacionado con la posibilidad de que las deformaciones de los refuerzos alcancen valores suficientemente grandes para que el suelo alcance a su vez niveles de deformación que induzcan la falla de la masa de suelo. Finalmente el que falla es el suelo.

Las deformaciones de "creep" son mayores en el primer año y disminuyen después de las 10000 horas de la terminación del muro. Como la habilidad del suelo a deformarse disminuye aún más rápidamente que la del refuerzo, puede ocurrir un fenómeno de "relajación de esfuerzos" sobre el refuerzo.

O sea que con el paso del tiempo el suelo asume más esfuerzo y el geosintético menos, produciéndose una disminución en las ratas de deformación. Esta situación puede inducir la falla repentina del suelo (Allen 2001).

Si un muro está diseñado correctamente se deben producir menos de 25 a 30 mm de deformación en el primer año y menos de 35 mm para la vida de diseño; en muros de menos de 13 metros de altura (Allen 2001).

Predicción de las deformaciones

Uno de los problemas más importantes el cual es objeto de investigación por ingenieros y diseñadores, es cómo predecir las deformaciones de la estructura de suelo con refuerzo. Investigaciones realizadas en varias partes del mundo (Burwash y Frost 1991; Djarwadi y Wong 1994; Itoh y otros, 1994; Nakajima y otros 1996), tanto en laboratorio como en modelos reales han demostrado que se pueden seleccionar factores para determinar la deformación de las estructuras de suelo reforzado. Los principales elementos son la geometría del muro, los elementos de la fachada, las características de los materiales utilizados como relleno y como refuerzo, y el nivel y localización de las cargas.

Las deformaciones en los muros se pueden predecir utilizando programas de software de elementos finitos. Sin embargo, hasta ahora no ha habido propuestas de métodos matemáticos simples para calcular estas deformaciones (Kazimierowics Frankowska, 2003).

Como Identificar una Situación Crítica

Allen (2001) afirma que una situación crítica se reconoce por las siguientes situaciones:

- Las deformaciones unitarias totales del refuerzo son superiores a 5%
- Las deformaciones horizontales de la corona de la fachada en las primeras 10000 horas después de terminado el muro son mayores de 35 mm, para muros de altura hasta de 13 metros.
- Aparecen grietas en el suelo
- Ocurre rotura de los refuerzos
- Se observan desplazamientos excesivos del muro (Fotografía 6.3)

RESISTENCIA PERMISIBLE A LARGO PLAZO

Según Koerner (1999) la mayoría de los valores obtenidos en los ensayos de laboratorio no pueden ser utilizados directamente para el diseño, sino que deben ser modificados de acuerdo a las condiciones del sitio y a los esfuerzos a que van a estar sometidos durante la vida útil de la obra.

Fotografía 6.3 Falla de un muro MSE.

Esta misma observación aparece en la mayoría de los documentos consultados y en las especificaciones de la mayoría de estados de los EE.UU y de los países europeos.

Factores de Reducción

La AASHTO recomienda utilizar una serie de factores de reducción a las cargas últimas obtenidas en los ensayos de laboratorio de tensión con tira ancha.

$$T_{permisible} = T_{última} \; x \; \frac{1}{RF_{\mathrm{ID}} \; x \; RF_{CR} \; x \; RF_{CD} \; x \; RF_{ED} \; x \; FS}$$

Donde

RF_{ID}= Factor de reducción por daños en la instalación

RF_{CR}= Factor de reducción por fluencia a esfuerzo constante

RF_{CD}= Factor de reducción por degradación química

RF_{BD}= Factor de reducción por degradación biológica

FS = Factor de seguridad para tener en cuenta la Incertidumbre en los materiales.

El Instituto de Investigaciones en Geosintéticos (Geosynthetics Research Institute), adoptó la norma GRI-GT7 para determinar la resistencia a largo plazo de los geotextiles y la norma GRI-GG4 para geomallas. Estas normas incluyen un sistema de ensayo para determinar los factores de reducción indicados anteriormente.

Se pueden realizar ensayos que determinen los factores de reducción por instalación, fluencia, esfuerzo constante y degradación biológica y química de materiales específicos. Una gran cantidad de fabricantes de geosintéticos se han acogido a esta norma y han realizado ensayos que caracterizan el comportamiento a largo plazo de geotextiles y de geomallas.

Los factores de reducción son los siguientes:

- ***Factor por daños en la instalación***
  Debe reconocerse que el manejo de los mantos durante su instalación puede producirles daños. Según Koerner (1999), los esfuerzos a que son sometidos durante su instalación pueden ser más severos que los esfuerzos de diseño (Tabla 6.3).

Tabla 6.3 Factores de reducción por daños en la instalación recomendados por diversos fabricantes y entidades.

Autor Entidad o Empresa	Producto	Relleno de Grava	Relleno de Arena	Relleno de Piedra	Relleno de Limo	Relleno de Arcilla
Amoco	Geotextil 2006	1.20	1.10			
Amoco	Geotextil 2016	1.20	1.05			
Amoco	Geotextil 2044	1.10	1.05			
Synthetic Industries	Geotextil Geotex 4x1		1.15			
South Carolina State Highway Department	Geotextiles tejidos, polipropileno o poliéster	1.4	1.4	2.2		
South Carolina State Highway Department	Geomalla uniaxial HDPE	1.2	1.45			
Linq Industrial Fabrics Inc.	Geotextiles de polipropileno	1.4	1.2		1.1	1.1
Linq Industrial Fabrics Inc.	Geotextiles de poliéster	1.6	1.4		1.25	1.25
Strata Grid	Geomallas de poliéster	Más de 1.1	1.1			
Tensar	Geomallas de HDPE	1.25	1.10 a 1.15			
Geosynthetic Research Institute	Geotextiles o geomallas			1.4		
FHWA Publicación NHI-0043 – 2001	Geomallas uniaxiales HDPE	1.20-1.45	1.10-1.20			
FHWA Publicación NHI-0043 – 2001	Geotextiles tejidos polipropileno o poliéster	1.40-2.20	1.10-1.40			
California Department of Transportation	Todo tipo de geosintéticos	No menos de 1.1				

Koerner y Koerner (1984) sugieren que se deben tener precauciones especiales cuando se utilicen geotextiles de menos de 270 g/m^2.

- ***Factor por fluencia a esfuerzo constante (creep)***
  Los mantos de geosintéticos pueden sufrir elongaciones a esfuerzo constante. Los polímeros generalmente se consideran como materiales sensitivos a la fluencia y esta propiedad debe tenerse en cuenta en el diseño de muros de tierra reforzada (MSE) (Figura 6.18). El GRI (Geosynthetics Research Institute) desarrolló un ensayo para determinar la fluencia a esfuerzo constante de los mantos de geosintéticos (tablas 6.4 y 6.5).

- ***Factores por degradación***
  En la tabla 6.6 se muestran algunos de los factores de reducción por degradación de los refuerzos.

A la luz del sol. La exposición a la luz del sol es una causa importante de degradación de los polímeros con los cuales se fabrican los geosintéticos.

A la temperatura. Las altas temperaturas generan una aceleración de los mecanismos de degradación de todos los polímeros.

A la oxidación. Aunque todos los polímeros reaccionan con el oxígeno causando degradación, se considera que el polietileno y el polipropileno son los más susceptibles a este fenómeno (Koerner 1999).

A la hidrólisis. El poliéster se afecta particularmente y especialmente cuando está sumergido en un líquido que tiene alta alcalinidad.

A la degradación química. Esta es especialmente importante cuando el geotextil está expuesto a lixiviados

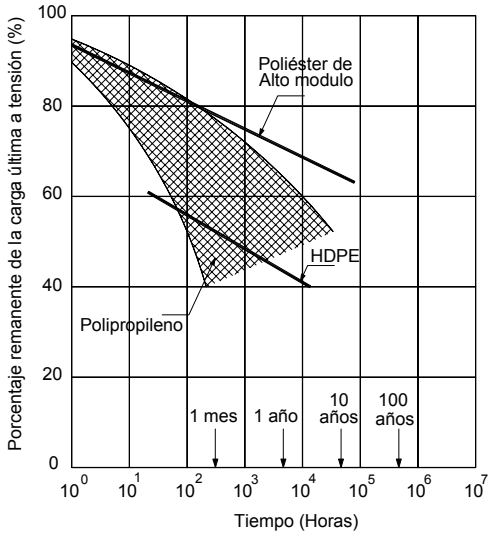


Figura 6.18 Resultados de los ensayos de fluencia de hilos de diferentes polímeros (Hoedt, 1986).

Tabla 6.4 Factores de reducción contra deformación por fluencia a largo plazo para geotextiles recomendados por diferentes autores y entidades.

Referencia	Tipo de Fibra del Geotextil			
	Polipropileno	**Polietileno HPDE**	**Poliamida**	**Poliéster**
Hoedt (1986)	4.0	4.0	2.5	2.0
Task Force 27 AASHTO-AGC-ARTBA (1991)	5.0	5.0	2.9	2.5
Koerner (1999)	3.0 a 4.0	3.0 a 4.0	2.0 a 2.5	2.0 a 2.5
South Carolina state highway Department	5.0	5.0		2.5
Allen (2001)	4.0			2.0
Christopher (1990)	4.0			4.0
FHWA Publicación NHI-0043 – 2001	4.0-5.0	2.6-5.0		1.6-2.5
Concrete Masonry Association of Australia	6.0	3.33		2.0
Geosynthetic Research Institute		3.0 (Geotextiles)		
Geosynthetic Research Institute		3.5 (Geomallas)		

Tabla 6.5 Factores de reducción contra deformación por fluencia a largo plazo recomendados y debidamente sustentados por algunos fabricantes de geosintéticos.

Fabricante	Producto	Fibra	RF_{CR}
Amoco	Geotextiles, 2066, 2016, 2044	Polipropileno	3.5
Linq industrial fabrics, Inc.	Geotextiles GTF 300, GTF 375N, GTF 570	Polipropileno	4.0
Linq industrial fabrics, Inc.	Geotextiles : GTF 550T, GTF 1000T, GTF 1500T	Poliéster	1.9
Mirafi-Miragrid	Geomallas	Poliéster	1.67
Synthetic Industries	Geotextiles Geotex 4x1	Polipropileno	3.77
Strata Grid	Geomallas	Poliéster	1.61
Terram	Geotextiles	Poliéster	2.2
Tensar	Geomallas - UX-Mesa	HDPE	2.65

Tabla 6.6 Factores de reducción por degradación química y biológica.

Autor Entidad o Empresa	Producto	RF_{CD} x RF_{BD}
Amoco	Geotextiles	1.1
Synthetic Industries	Geotextiles	1.1
South Carolina state highway department	Geomalla polietileno HPDE	1.1
South Carolina state highway department	Geotextiles de polipropileno	2.0
South Carolina state highway department	Geotextiles de poliéster	1.6
Linq Industrial Fabrics Inc.	Gotextiles de polipropileno o de poliéster	1.1
Strata Grid	Geomallas de poliéster	1.1
Geosynthetic Research Institute	Geotextiles	1.82
Geosynthetic Research Institute	Geomallas	1.82
FHWA Publicación NHI-0043–2001	Geotextiles de poliéster	1.6-2.0
Nota técnica Mirafi	Poliéster	1.15-2.0 (dependiendo del pH)

A la degradación biológica. Algunos microorganismos como las bacterias degradan los polímeros y utilizan la fibra como alimentación. Este problema no es común en las resinas utilizadas para elaborar los geosintéticos. Generalmente los aditivos que se utilizan con el polímero son menos vulnerables.

Uso de Factores de Reducción Totales por Defecto

Cuando no existen ensayos certificados de los factores de reducción para un determinado producto, algunas entidades exigen la utilización de factores de reducción totales.

$$RF_{TOTAL} = RF_{ID} \ x \ RF_{CR} \ x \ RF_{D}$$

El South Carolina State Highway Department en sus especificaciones (Agosto 15, 2002) exige los siguientes factores de reducción totales por defecto:

Para rellenos granulares $RF_{total} = 10$
Para rellenos con piedra $RF_{total} = 14$

Las especificaciones de la AASHTO exigen un RF_{total} mínimo de 7. Igual especificación se exige por otras entidades como el California Department of Transportation.

Factores de Seguridad por Incertidumbre en los Materiales

Una de las principales incertidumbres está relacionada con las propiedades del suelo. La mayoría de los autores y entidades recomiendan tener en cuenta un factor de seguridad para considerar esta variable (Tabla 6.7).

Tabla 6.7 Factores de seguridad por incertidumbre en los materiales.

Autor Entidad o Empresa	Factores de Seguridad
Amoco	1.5 a 1.8
Strata Grid	1.5
FHWA Publicación NHI-0043 – 2001	1.5
AASHTO	1.5

Este factor de seguridad cubre entre otras incertidumbres el aumento de humedad en el suelo del relleno, la poca uniformidad de las fuentes de materiales y parcialmente los problemas de baja densidad, los cuales pueden considerarse como comunes en los muros MSE. Este factor de seguridad no cubre situaciones de inestabilidad extrema como son los problemas de inestabilidad geológica.

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN

Es muy importante el procedimiento de construcción para garantizar un buen comportamiento de la estructura de suelo con refuerzo. Entre los elementos importantes a tener en cuenta en la construcción de los muros se encuentran los siguientes:

Cimentación del muro. Los muros y taludes MSE deben cimentarse sobre superficies semi-planas excavadas en suelo o roca con suficiente capacidad de soporte para resistir el peso de la estructura sin que ocurran deformaciones excesivas.

Sistema de subdrenaje. Sobre la cimentación en la parte posterior del muro y dentro de la estructura del muro deben construirse elementos de subdrenaje que impidan la entrada de humedad al suelo de relleno.

Compactación. El proceso de relleno y compactación debe realizarse de tal manera que no se genere distracción interna de los refuerzos por encima de límites aceptables (Fotografía 6.4).

Fotografía 6.4 Proceso de compactación de un muro MSE.

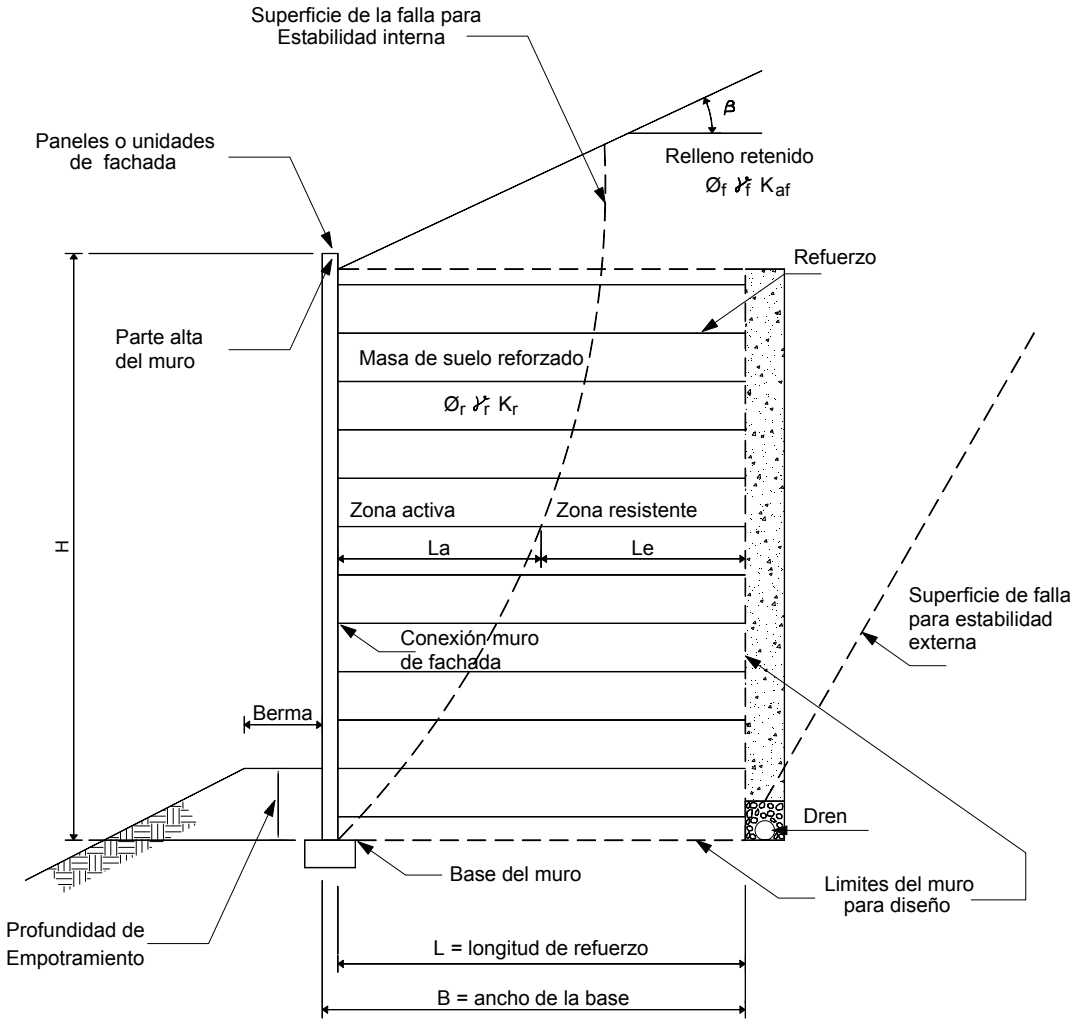


Figura 6.19 Elementos que de acuerdo a la AASHTO se requiere diseñar (AASHTO HB-17).

Se debe tener mucho cuidado de no utilizar materiales con bloques o cantos de roca que puedan romper los refuerzos. El espesor de las capas y el equipo de compactación a utilizarse deben garantizar la integridad de los geosintéticos.

Del mismo modo no se deben utilizar equipos pesados junto a la fachada para evitar el deterioro de los elementos que la conforman.

ESTUDIOS PREVIOS AL DISEÑO

La FHWA le da mucha importancia a la exploración del sitio, los reconocimientos de campo, los sondeos y los ensayos.

Sondeos

Los lineamientos mínimos de sondeos, según AASHTO son los siguientes:

- Los sondeos deben realizarse a intervalos de mínimo cada 30 m a lo largo del alineamiento de la estructura de suelo reforzado y cada 45 m a lo largo de la parte posterior de la estructura de suelo reforzado.

- La profundidad de los sondeos depende de las características del subsuelo. Donde se consigue roca a poca profundidad, los sondeos pueden tener profundidades cerca de 3 m y en todos los casos se recomienda determinar la

profundidad a la cual aparece el suelo duro y los espesores y características de los suelos sueltos o blandos.

- En cada perforación deben tomarse muestras cada 1.5 metros.

Los métodos de ensayo pueden seguir las normas AASHTO T 206 o AASHTO T 207.

- Se puede utilizar resistencias tanto SPT como CPT.

Ensayos de Laboratorio

Se recomienda realizar ensayos de inspección visual y clasificación, resistencia al cortante por medio de ensayos de compresión inconfinada, corte directo o triaxial.

Se le debe dar mucha significancia a la distribución granulométrica y a la plasticidad. Adicionalmente, se debe investigar el comportamiento de los suelos a la compactación, de acuerdo a AASHTO T 99 o T 180.

Para determinar la agresividad potencial de los suelos de relleno se deben realizar ensayos de pH, resistividad eléctrica y contenido de sales, incluyendo sulfatos y cloruros.

Factores a Tener en Cuenta en la Selección del Tipo de Estructura

Para la selección del tipo de estructura la FHWA recomienda tener en cuenta los siguientes factores:

- Geología y condiciones topográficas
- Condiciones ambientales
- Tamaño y naturaleza de la estructura
- Durabilidad
- Estética
- Criterios de comportamiento
- Disponibilidad de materiales
- Experiencia con un determinado sistema
- Costos

La mayoría de sistemas poseen detalles que son propiedad intelectual de los comercializadores del sistema. Generalmente, los comercializadores ofrecen asistencia técnica en el manejo y especificaciones de cada producto.

Los diversos sistemas han tenido historias diferentes de comportamiento y esto en ocasiones crea dificultades para realizar una evaluación técnica adecuada.

Algunos sistemas no son adecuados para soluciones permanentes y otros son más adecuados para áreas urbanas o para áreas rurales. La selección del sistema más adecuado depende de los requerimientos específicos del proyecto.

Condiciones Geológicas y Topográficas

El suelo de la cimentación debe tener unas características geológicas y una resistencia suficiente para soportar 2.5 veces el peso de la estructura.

Si las condiciones de capacidad de soporte no son suficientes, se requiere mejorar las condiciones del subsuelo o de la estructura utilizando entre otras alguna de las siguientes técnicas:

- Excavación y remoción de los materiales y su reemplazo por un relleno estructural compactado.
- Uso de materiales de relleno livianos
- Densificación utilizando compactación dinámica, o mejoramiento mediante precarga con o sin columnas de drenaje.
- Construcción de columnas de piedra

Tamaño y Naturaleza de las Estructuras MSE

Teóricamente no hay un límite a la altura de los muros MSE. Las estructuras de gran altura se han realizado utilizando refuerzos de acero. Sin embargo, las estructuras de más de 25 metros son poco comunes.

Igualmente, las estructuras de baja altura pueden no ser económicas, especialmente si se requiere adicionalmente la construcción de barreras para el tráfico.

Criterios para el Establecimiento del Proyecto

Para el establecimiento del proyecto se recomiendan las siguientes etapas:

- Considere todas las alternativas posibles
- Escoja el sistema de estructura (MSEW-muro, o RSS-talud).
- Analice las opciones de fachada
- Estudie los criterios de comportamiento del muro, factores de seguridad para estabilidad interna y externa, comportamiento de los refuerzos, etc.; de acuerdo a las especificaciones de la AASHTO.
- Considere el comportamiento de los refuerzos a largo plazo (corrosión, fluencia, etc.).
- Realice el diseño utilizando un sistema de software apropiado.

FACTORES A TENER CUENTA EN EL DISEÑO

Elementos que se Requiere Diseñar

Se requiere diseñar los siguientes elementos (Figura 6.19):

- Tipo de estructura
- Tipo de refuerzo
- Longitud de los refuerzos
- Espaciamiento de los refuerzos
- Materiales y características de la fachada
- Berma en el pie de la estructura
- Profundidad de empotramiento
- Sistema de subdrenaje

Tabla 6.8 Granulometría del relleno recomendada.

Tamaño del Tamiz	Porcentaje de Pasantes
4”	100%
No. 40	0 a 60%
No. 200	0 a 15%

El índice plástico no debe ser mayor de 6.

Propiedades de los Suelos

- *Suelos de fundación*
  Para establecer las propiedades del suelo de cimentación se debe hacer énfasis en el cálculo de capacidad de soporte, el potencial de asentamiento y la posición del nivel freático. Para calcular la capacidad de soporte se utilizan los parámetros ϕ, c y γ. Para la determinación de asentamientos es muy importante conocer el coeficiente de consolidación C_c, conjuntamente con una aproximación del índice de compresión C_v.

- *Suelos de relleno*
  La mayoría de la experiencia de estructuras MSE ha sido con rellenos granulares, limpios, no cohesivos. Generalmente estos materiales son más costosos que los de menor calidad.

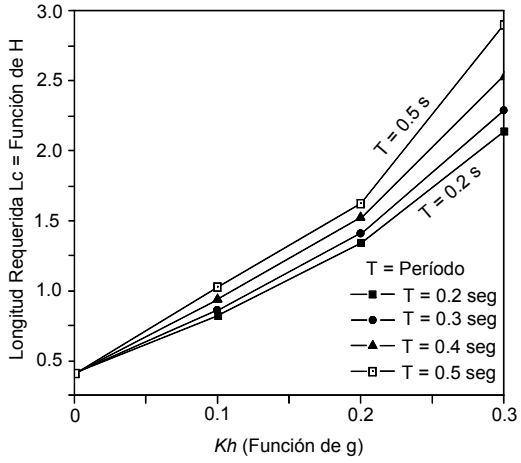


Figura 6.20 Efectos del coeficiente sísmico seudoestático K_h y del período de vibración (T) en la longitud requerida (Lc) para el refuerzo de geosintético en un muro MSE para kv = 0.5kh, ϕ = 30º, H = 5 m, (Nimbalkar y otros, 2006).

Tabla 6.9 Factores típicos de reducción por fluencia.

Tipo de polímero	Factores de Reducción por Fluencia (Creep)
Poliéster	1.6 a 2.5
Polipropileno	4 a 5
Polietileno de alta densidad	2.6 a 5

En la tabla 6.8 se indican las propiedades recomendadas para los suelos de relleno. Adicionalmente se exige que los materiales deban estar libres de lutitas u otros materiales blandos o de pobre durabilidad.

Propiedades de los Refuerzos

- *Refuerzos de acero*
  El esfuerzo de tensión admisible para los refuerzos de acero es de $0.55F_y$ y para las uniones de la fachada $0.48\ F_y$. La mínima cobertura de galvanizado es de 0.61 kg/m^2.

- *Refuerzos de geosintéticos*
  Los factores de reducción por fluencia dependen principalmente del tipo de polímero. Los valores típicos de acuerdo a la FHWA se presentan en la tabla 6.9. Los factores de reducción por durabilidad varían típicamente entre 1.1 y 2.0. El mínimo factor de reducción debe ser de 1.1. Los factores de reducción por daños en la instalación varían de 1.05 a 3.0 dependiendo de la gradación del relleno. El mínimo factor de reducción recomendado es de 1.1. Los factores de seguridad para estructuras permanentes deben ser de 1.5.

Análisis Sísmico

Una cantidad numerosa de métodos están disponibles para el diseño sísmico de estructuras de suelo reforzado, basadas en el análisis seudoestático. Tal vez el trabajo más importante fue el elaborado por Okabe (1926), y Mononobe y Matsuo (1929). Este método conocido como el método Mononobe Okabe, utiliza la teoría de Coulomb agregándole análisis sísmico con coeficientes estáticos y obtiene un coeficiente de presión de tierras que incluye tanto la parte estática como la parte sísmica (Kramer, 1996).

Ling y otros (1997) presentaron un método seudoestático utilizando equilibrio límite y colocando una aceleración sísmica horizontal. Igualmente se deben mencionar los métodos de Shahgholi y otros (2001), Kramer y Paulsen (2004), y Huang y Wang (2005).

La mayoría de los métodos para calcular la fuerza sísmica son muy similares a los utilizados para estabilidad de taludes o para muros de contención. El resultado de tener en cuenta la fuerza sísmica es un incremento en la resistencia a la tensión requerida en los refuerzos del muro y un aumento en la longitud de los refuerzos. El efecto es mucho más notorio en la longitud del refuerzo que en la resistencia a la tensión (Nimbalkar y otros, 2006).

En la figura 6.20 se muestra el aumento en longitud requerida del geosintético de acuerdo a los ángulos de fricción. Como se observa al disminuir el ángulo de fricción del material, la longitud requerida del refuerzo puede aumentar hasta más del 50%.

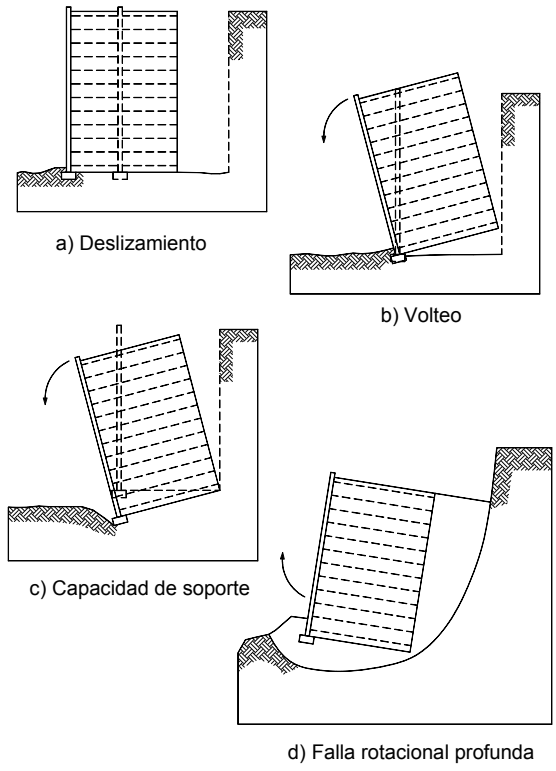


Figura 6.21 Modos de falla a analizar para estabilidad externa.

PARTES DEL DISEÑO

El diseño de muros de suelo reforzados con geosintéticos se basa en el análisis de estabilidad contra los diferentes modos de falla (Figura 6.21). Se requiere analizar en forma separada cada uno de los modos de falla en la siguiente forma:

Diseño para Estabilidad Externa

El diseño es muy similar a los diseños clásicos explicados en los cursos de fundaciones para estructuras de gravedad y semigravedad. Se analizan generalmente cuatro tipos de falla:

- Deslizamiento sobre la base del muro
- Volteo
- Capacidad de soporte
- Falla profunda rotacional o traslacional

Para los cálculos y dimensionamientos de estabilidad externa se deben seguir las especificaciones de la AASHTO. Para el diseño contra deslizamientos y volteo se utilizan los mismos criterios que se emplean en el diseño de muros convencionales a gravedad. En este caso el ancho del muro es igual a la longitud del refuerzo.

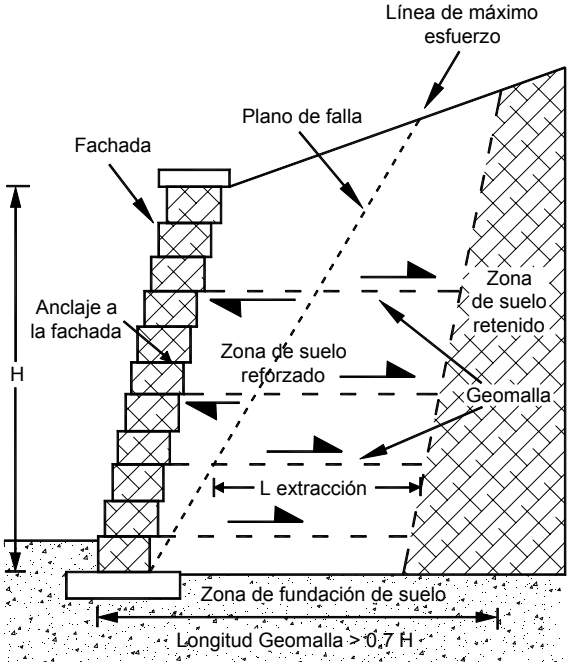


Figura 6.22 Análisis de los elementos de refuerzo.

Para el diseño por capacidad de soporte se utilizan los mismo procedimientos utilizados para el diseño de cimentaciones. Para el análisis de falla profunda o de traslación se emplean los métodos de estabilidad de taludes por equilibrio límite.

Tabla 6.10 Propiedades de los suelos requeridos para el diseño.

Suelo	Peso Unitario Húmedo γ (KN/m^3)	Angulo de Fricción φ (Grados)	Cohesión c Kpa
Suelo de fundación por debajo de la estructura		(Llenar la tabla)	
Suelo retenido detrás de la estructura			
Material granular a utilizar como relleno dentro de la estructura			

Diseño para Estabilidad Interna

La falla para estabilidad interna puede ocurrir de dos maneras diferentes (Figura 6.22):

- ***Elongación y rotura de los refuerzos.*** Las fuerzas de tensión son tan grandes que los refuerzos se deforman excesivamente o se rompen conduciendo a grandes movimientos y posible colapso de la estructura (Figura 6.23).

- ***Extracción de los refuerzos.*** Las fuerzas de tensión en los refuerzos son tan grandes que los refuerzos se salen o son extraídos hacia fuera de la masa de suelo. Esto a su vez incrementa los esfuerzos de cortante alrededor del suelo, conducen a grandes movimientos y posible colapso de la estructura (Figura 6.24).

El proceso de dimensionar la estructura para estabilidad interna consiste en determinar las máximas fuerzas de tensión, su localización y la capacidad de resistencia del refuerzo tanto a extracción como a tensión.

Diseño de los Elementos de Fachada

Los elementos de fachada deben diseñarse para resistir las fuerzas horizontales de acuerdo a las especificaciones de la AASHTO.

Se requiere elaborar planos detallados de los elementos de la conexión.

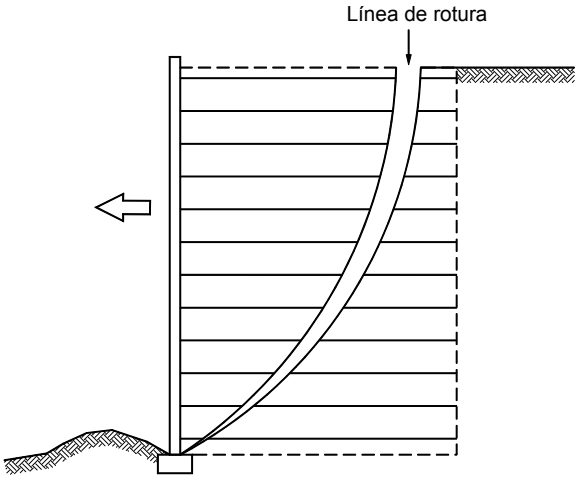


Figura 6.23 Falla por estabilidad interna por rotura del refuerzo.

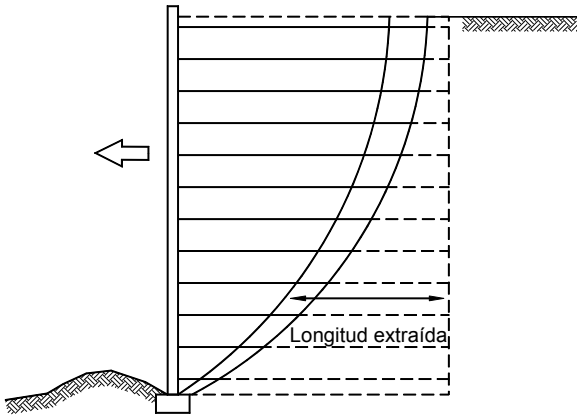


Figura 6.24 Falla por estabilidad interna por extracción del refuerzo.

Diseño del Sistema de Subdrenaje

El subdrenaje es determinante para la estabilidad de un muro MSE. Se requiere construir una cortina de subdrenaje detrás del muro para impedir el paso de agua subterránea hacia el relleno, un colchón de drenaje debajo del muro, un sistema de subdrenaje detrás de la fachada y un sistema colector de las aguas captadas (Figura 6.25).

PASOS PARA EL DISEÑO

Paso 1: Estudio Geotécnico y Topográfico

- Estudio geotécnico del sitio, incluyendo apiques y ensayos de laboratorio. Suponer las propiedades implica un riesgo muy alto.

- Estudio topográfico detallado del sitio.

- Análisis de estabilidad del talud antes de colocar la estructura de suelo con refuerzo.

- Estudio de los materiales disponibles para el relleno del muro. Se requiere tomar muestras de las canteras de materiales y realizar ensayos de densidad, Proctor modificado y de resistencia al corte. Para el diseño, se recomienda suponer que el peso del relleno es el 95% de la densidad máxima proctor en estado “húmedo”.

Generalmente, los materiales granulares gruesos tienen pesos unitarios húmedos típicos superiores a 20 KN/m^3.

- Determinar las propiedades de los suelos para el diseño: Se deben llenar las casillas indicadas de la tabla 6.10.

Paso 2: Escoger el Tipo y Características de la Estructura

- *Se debe escoger entre*: Muro MSE y Talud Reforzado.

- *Se debe escoger el tipo de material de refuerzo y el tipo de fachada*. Se recomienda tener en cuenta para la decisión todos los productos de refuerzo y de fachada disponibles en el mercado nacional y escoger el que mejor se ajuste a las condiciones del proyecto. Es importante tener en cuenta el comportamiento a largo plazo.

Paso 3: Determinar las Propiedades de los Refuerzos

En la tabla 6.11 se indican las propiedades que se requiere conocer de los refuerzos.

Nota: Si se tiene información de la resistencia permisible a largo plazo, debidamente soportada por ensayos, no se requiere conocer los factores de reducción; y a la inversa.

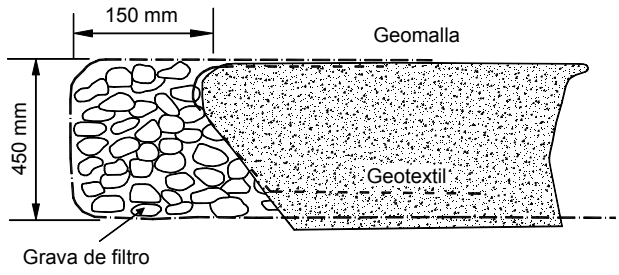


Figura 6.25 Detalle de subdrenaje colocando grava detrás de la fachada.

Paso 4 : Establecer los Requerimientos Básicos para el Diseño

Factores de seguridad
En las tablas 6.12 y 6.13 se presentan los factores de seguridad especificados por AASHTO.

Aceleración sísmica de diseño
Investigar en los códigos nacionales o locales. Se debe diseñar con el valor de A (Aceleración máxima en el terreno del sitio).

Coeficiente de aceleración sísmica de diseño
AASHTO recomienda utilizar un coeficiente de 0.5A.

Coeficiente de fricción suelo – refuerzo
$\rho = 0.67 \text{ Tan } \phi$ (especificaciones AASHTO).

Tabla 6.11 Propiedades de los refuerzos requeridas para el diseño.

Propiedad de los Refuerzos (Para cada Referencia de Refuerzo)	(Llenar la tabla)
Tipo de polímero (Polipropileno, Poliéster o Polietileno de alta densidad)	
Resistencia última a la tensión en ensayo de tira ancha. (KN/m)	
Resistencia máxima a la tensión permisible a largo plazo (KN/m)	
Factor de reducción por daños en la instalación	
Factor de reducción por fluencia(creep)	
Factor de reducción por degradación	
Ancho del rollo (m)	

Tabla 6.12 Factores de seguridad para análisis estático.

Factor de Seguridad FS	Mínimo Especificado por AASHTO
A deslizamiento	1.5
A volcamiento	2.0
A capacidad de soporte	2.5
A estabilidad de taludes	1.3
A estabilidad interna	1.5
Excentricidad: Máximo L/6	

Tabla 6.13 Factores de seguridad para análisis sísmico.

Factor de Seguridad FS	Mínimo Especificado por AASHTO
A deslizamiento	1.125
A volcamiento	1.5
A estabilidad de taludes	1.1
A estabilidad interna	1.125

Factor de resistencia a la extracción
F* (se obtiene de la gráfica 5.8.5.2A de las especificaciones AASHTO.)

Factor de corrección por efecto de escala
El efecto de escala depende del tipo de refuerzo y en la tabla 6.14 se muestran los factores utilizados por defecto en la mayoría de diseños.

Sobrecarga de tránsito
Mínima AASHTO = 0.6 m de altura de suelo repartida uniformemente sobre toda la superficie superior del muro.

Otras sobrecargas repartidas o puntuales
Rieles o muros de borde de vía, cimientos, etc.

Detalles de obstrucciones internas a colocar dentro del muro
Tuberías, redes de teléfonos, etc.

Paso 5: Especificar la Longitud Mínima del Refuerzo

La AASHTO especifica L mínima = 0.7 H, donde H es la altura del muro. Se recomienda que la longitud del refuerzo sea la misma en toda la altura del muro.

Paso 6: Especificar el Espaciamiento Básico entre los Refuerzos

La AASHTO especifica un espaciamiento máximo de 80 centímetros para garantizar la integridad del muro.

Paso 7: Especificar el Empotramiento Mínimo del Muro

La AASHTO especifica mínimo 0.6 m. Debe especificarse adicionalmente una berma en el pie del muro de mínimo 1.2 metros.

Paso 8: Incluir toda la Información en un Software

El software que se utilice debe ser consistente con las especificaciones AASHTO. Debe investigarse si el software realmente utiliza el procedimiento de diseño especificado por AASHTO. Se deben tener a mano las especificaciones AASHTO y los lineamientos para el diseño de la FHWA. El software le puede pedir información adicional.

Paso 9: Correr el Programa de Software

Se va a requerir escoger alternativas de parámetros específicos relacionados con los materiales.

Tabla 6.14 Factores de corrección por efecto de escala.

Tipo de Refuerzo	Valor de α por Defecto
Acero	1.0
Geomallas	0.8
Geotextiles	0.6

Paso 10: Revisar los Resultados y Mejorar el Diseño

Es muy importante que el Ingeniero diseñador revise los resultados para detectar errores o inconsistencias.

Paso 11 : Diseño del Sistema de Subdrenaje

Diseño del sistema de intercepción del agua subterránea detrás del muro, el colchón de drenaje y el sistema de recolección en el pie del muro y el drenaje entre capas de refuerzo.

- *Filtro detrás del muro.* Se debe escoger entre un geodren planar o una capa de material filtrante; con o sin interface de geotextil. Se requiere determinar el material y el espesor del filtro.

- *Colchón de drenaje en la cimentación.* El espesor y material de este colchón determina parcialmente el factor de seguridad al deslizamiento por su efecto sobre la fricción y la presión de poros en el pie del muro.

- *Subdrenaje entre capas de refuerzo.* Pueden utilizarse geodrenes planares, tubería perforada, lloraderos en la fachada, y/o material filtrante detrás de la fachada.

- *Sistema de recolección.* El sistema incluye una tubería y subdrén de recolección por debajo del pie del muro y su entrega a un sitio seguro alejado del muro.

Paso 12: Elaborar Planos de Diseño y Detalles de Construcción

Incluyendo despiece de los refuerzos, detalles de fachada, traslapos, subdrenajes, etc.

Paso 13: Elaborar Especificaciones de Construcción

Se deben elaborar especificaciones detalladas. Como referencia pueden utilizarse las indicaciones, especificaciones y recomendaciones de la FHWA.

REFERENCIAS CAPÍTULO 6

AASHTO-AGC_ARTBA Task force 27 (1991). "Design Guidelines for the use of extensible reinforcemen t(Geosynthetic) for Mechanically Stabilized Earth Walls in Permanent Applications",.

Allen T. M. (2001) "Prediction of soil reinforcement loads in mechanically stabilized earth (MSE) walls". Final Research report. U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. p381.

Benjamín C.V.S., Bueno B. S., Zornberg J. G. (2007). "Field monitoring evaluation of geotextile-reinforced soil-retaining walls". Geosynthetics International, 2007, 14, No. 2 p. 100–118.

Berg R. R., Meyers M.S. (1997). "Analysis of the collapse of a 6.7 meter high Geosynthetic- Reinforced Wall Structure". Conference proceedings Geosynthetics 97. Long Beach California. pp 85-104.

Burwash, W. J., Frost, J. D. (1991). "Case history of a 9 m high geogrid reinforced retaining wall backfilled with cohesive soil". Proceedings of the Geosynthetics'91 Conference, Atlanta, Georgia, pp. 485–493.

Chirstopher B. (1990). "FHWA Geotextile Design and Construction Guidelines". FHWA Publication No. FHWA-HI-90-001.

Cruz, P. T. (1996). "100 Brazilian Dams". Oficina de Textos, Sa˜o Paulo (in Portuguese).

Djarwadi, D., Wong, I. H. (1994). "Construction and performance of spillway walls for makakuning dam". Proceedings of the Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, pp. 289–292.

Elias, V., Swanson P., (1983). "Structures of Reinforced Earth with Residual Soils". Transportation Research Board 919, Washington, DC.

Geotechnical Control Office (1989). "Model Specification for prestressed Ground Anchors". Civil Engineering Services Department, Hong Kong, 168p.

Hoedt G. (1986). "Creep and relaxation of Geotextile fabrics". Journal Geotextiles and Geomembranes. Vol 4 No.2 pp. 83-92.

Huang, C. C., Wang, W. C. (2005). "Seismic displacement charts for the performance-based assessment of reinforced soil walls". Geosynthetics International, 12, No. 4, 176–190.

Ito, M., Shirasawa, M., Itoh, A. & Kumagai, K. (1994). "Well documented case study of a reinforced soil wall". Proceedings of the Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, pp. 255–258.

Kazimierowicz-Frankowska, K. (2003). "Deformations of model reinforced-soil retaining walls due to creep and reinforcement pullout". Geosynthetics International, 10, No. 5, 153–164.

Koerner G.R., Koerner R.M. (1984). "The instalation Survivability of Geotextiles and Geogrids". 4th IGS Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products. Rotterdam 1990 pp. 597-602.

Koerner R.M. (1999). "Designing with geosynthetics" . Fourth edition. Prentice Hall.761 p.

Kramer, S. L., Paulsen, S. B. (2004). "Seismic performance evaluation of reinforced slopes". Geosynthetics International, 11, No. 6, 429–438.

Kramer, S. L. (1996). "Geotechnical Earthquake Engineering". Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.

Ling, H. I., Leshchinsky, D., Perry, E. B. (1997). "Seismic design and performance of geosynthetic-reinforced soil structures" Geotechnique, 47, No. 5, 933–952.

Mononobe, N., Matsuo, H. (1929). "On the determination of earth pressures during earthquakes". Proceedings of the World Engineering Congress, Tokyo, Vol. 9, pp. 177–185.

Nakajima, T., Toriumi, N., Shintani, H., Miyatake, H., Dobashi, K. (1996). "Field performance of a geotextile reinforced soil wall with concrete facing blocks". Earth Reinforcement, Ochiai.

Nimbalkar, S. S., Choudhury, D., Mandal, J. N. (2006). "Seismic stability of reinforced-soil wall by pseudo-dynamic method". Geosynthetics International, 13, No. 3, p. 111–119

Okabe, S. (1926). "General theory of earth pressure". Journal of the Japanese Society of Civil Engineers, 12, No. 1.

Pedroso, E. O., Bueno, B. S., Benjamín, C.V.S., Zornberg, J. G. (2006). "Field monitoring and numerical prediction of the response of a non-woven geotextile-reinforced wall". Proceedings of the 8th International Conference on Geosynthetics, Yokohama, Japan, Vol. 3, pp. 1129–1132.

Pinto. M.I.M. (2003). "Applications of geosynthetics for soil reinforcement". Ground Improvement 7, No. 2, pp.61–72

Richardson G. N., Lee, K.L. (1975). "Seismic Design of reinforced earth walls". Journal of the geotechnical engineering division, volume 101,No.GT-2, ASCE pp. 167-188.

Shahgholi, M., Fakher, A., Jones, C. J. F. P. (2001). "Horizontal slice method of analysis". Geotechnique, 51, No. 10, 881–885.

South Carolina State Highway Department (2002). "Standard Specifications for Mechanically Stabilized Earth Retaining Wall". Supplemental Specifications.

Wayne, M. H, Miller, B.(1996). "Application of Mechanically Stabilized Earth and Segmental Block Walls". Geotextiles and Geomembranes 14. Pp. 277-287

Zornberg, J. G. & Arriaga, F. (2003). "Strain distribution within geosynthetic-reinforced slopes. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering", ASCE, 129, No. 1, 32–45.

Zornberg, J. G., Mitchell, J. K. (1994). "Reinforced soil structures with poorly draining backfills". Part I: Reinforcement interactions and functions. Geosynthetics International, 1, No. 2, 103–148.

Capítulo 7

Estructuras Enterradas

Fotografía 7.1 Construcción de un muro de pilas de concreto para la estabilización de un deslizamiento. Las pilas excavadas a mano tienen profundidad de 20 metros.

Los muros enterrados son estructuras esbeltas, las cuales generalmente trabajan con su punta inferior empotrada dentro de material duro. Las estructuras enterradas se colocan dentro del suelo, atravesando la posible superficie de falla y son elementos capaces de resistir esfuerzos a flexión y a cortante (Fotografía 7.1).

Se conocen varios tipos de estructura enterrada así (Figura 7.1, tabla 7.1):

- Tablestacas
- Muros construidos utilizando "slurry"
- Pilotes
- Pilas o Caissons

Ventajas de las Estructuras Enterradas

Estas estructuras tienen, entre otras, las siguientes ventajas:

- Se pueden construir con un mínimo de excavación

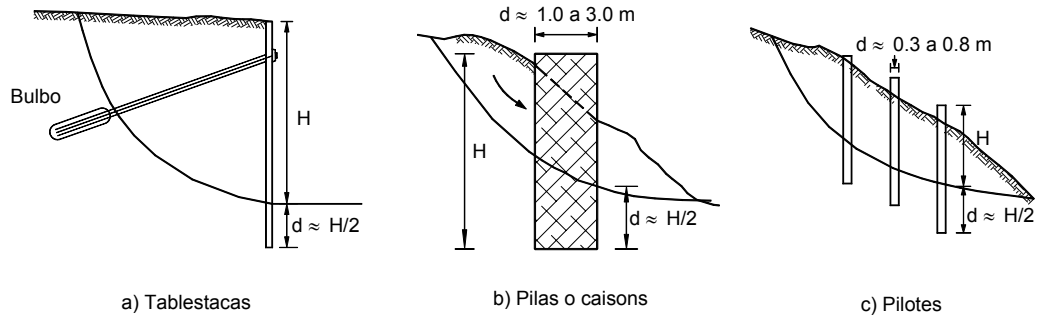


Figura 7.1 Esquema de estructuras enterradas.

- Ocupan muy poca área y en muchos casos no requiere nuevos derechos de vía
- La estabilidad del talud se afecta muy poco por su construcción

Desventajas de las Estructuras Enterradas

- No son muy eficientes para deslizamientos muy profundos
- Son generalmente costosas
- Pueden afectar el movimiento libre del agua subterránea

Criterios para el Análisis

En la figura 7.2 se presenta un esquema general para el planteamiento y diseño de estructuras enterradas. Se requiere analizar tanto la estabilidad del talud como la estabilidad interna de la estructura.

El diseño incluye varias etapas (Viggiani 1981; Gaba y otros, 2003):

- Seleccionar el tipo de estructura
- Evaluar la fuerza total de corte requerida, para incrementar el factor de seguridad del talud hasta el valor deseado.
- Evaluar la fuerza máxima de corte que cada elemento puede recibir de la masa de suelo en movimiento y transmitir al suelo estable a profundidad.
- Diseñar el sistema de construcción

La fuerza requerida de cortante generalmente se estima por métodos convencionales de equilibrio límite y las presiones sobre las estructuras se calculan utilizando criterios basados en las teorías de presión de tierras de Rankine o de Coulomb.

PRESIONES DE TIERRA

Para el diseño de muros empotrados se utiliza la teoría de presiones de tierra de Coulomb. Esta teoría permite determinar las presiones activas y pasivas, como se indica en las figuras 7.3 y 7.4.

En el análisis debe tenerse en cuenta la rigidez de la estructura y el centro de rotación o punto de pivote de la estructura. Las estructuras empotradas pueden ser flexibles o completamente rígidas.

La flexibilidad puede determinar el valor de las presiones sobre la estructura y el comportamiento de la estructura. La respuesta o comportamiento de una estructura enterrada depende de las condiciones de anclaje en la superficie de falla y los valores resultantes de θ_0 y θ_1 (Cai y Ugai, 2003) (Figura 7.5).

TABLESTACAS

Las tablestacas son estructuras de contención hincadas, delgadas y esbeltas, las cuales trabajan generalmente a flexión empotradas o ancladas. Pueden ser de acero, plástico, concreto o madera, siendo las de acero las más utilizadas. El muro de tablestaca está conformado por una serie de pilotes unidos entre sí para formar una pared continua. La integridad del muro depende de las uniones entre pilotes individuales.

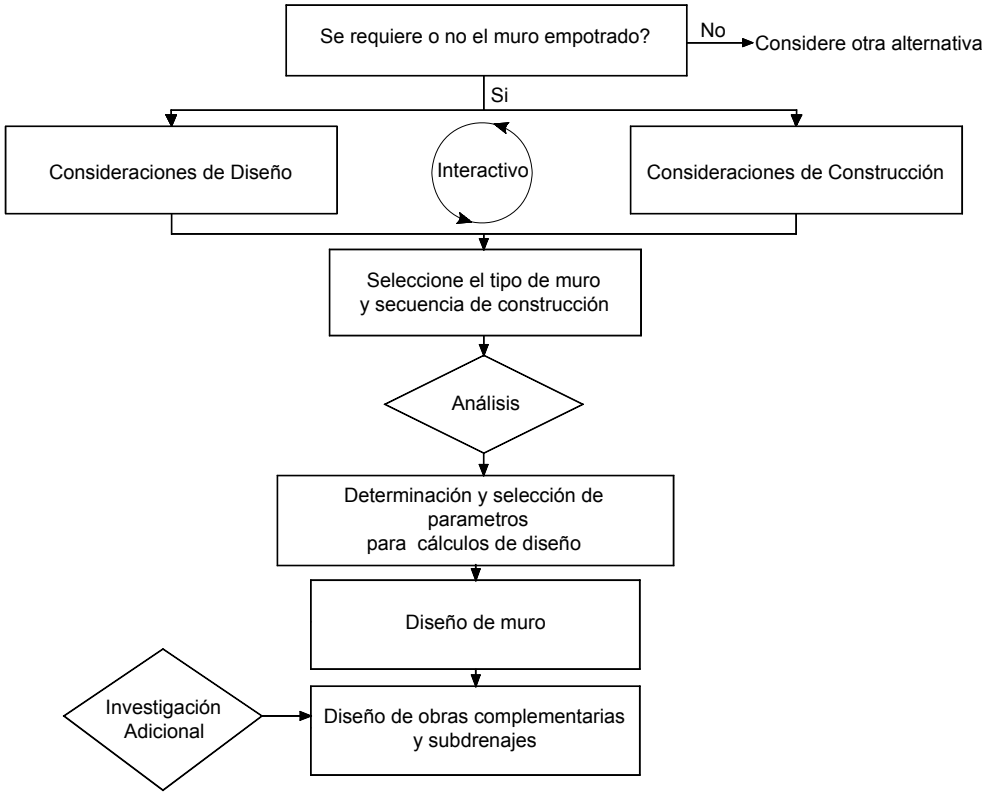


Figura 7.2 Esquema general para el planteamiento y diseño de una estructura de contención empotrada (Gaba y otros, 2003).

Tipo de Estructura	Ventajas	Desventajas
Tablestaca	Su construcción es rápida y no requiere cortes previos. Son de fácil construcción junto a los cuerpos de agua o ríos.	No se pueden construir en sitios con presencia de roca o cantos. Su construcción es muy costosa.
Muros construidos utilizando "slurry"	Permite construir muros con alta capacidad a flexión junto a otras estructuras y facilita la excavación de sótanos.	Son relativamente costosos. El manejo del "slurry" de bentonita tiene limitaciones ambientales. La torta de bentonita disminuye la resistencia a fricción perímetral.
Pilotes	Se pueden construir rápidamente. Hay disponibilidad de equipos para escoger.	Se puede requerir un número grande de pilotes para estabilizar un deslizamiento.
Pilas o Caissons	No se requiere cortar el talud antes de construirlo. Se utilizan sistemas convencionales de construcción. Pueden construirse en sitios de difícil acceso. Varios caissons pueden ser construidos simultáneamente.	Se requieren profundizar muy por debajo del pie de la excavación. Su costo generalmente es elevado. La excavación puede requerir control del nivel freático. Debe tenerse especial cuidado en las excavaciones para evitar accidentes.

Tabla 7.1 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de estructura enterrada.

Las tablestacas son utilizadas con relativa frecuencia como estructura de contención para la conformación de muelles en ríos o costas. Para su hincado se requiere que el suelo permita la penetración del pilote y no existan bloques o cantos grandes de roca. La sección de la tablestaca depende de la altura de la tierra a retenerse y de las condiciones del suelo y agua, así como del sistema de anclaje de los pilotes. La altura de los muros de tablestacas varía generalmente entre 4.5 y 12 metros.

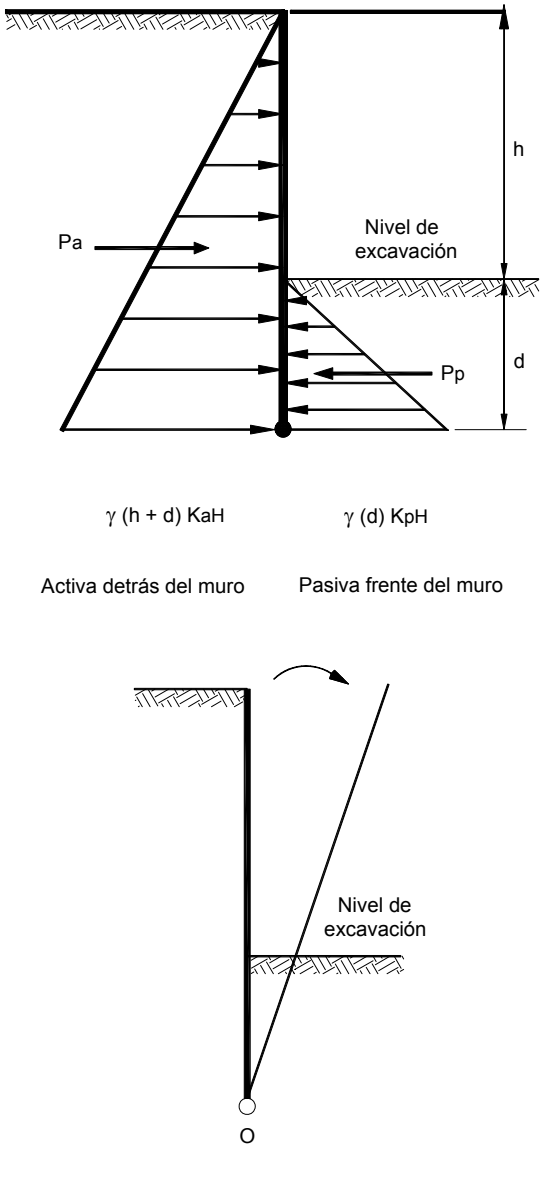


Figura 7.3 Presiones de tierra para muros enterrados rígidos, los cuales se comportan con pivote de giro en el extremo inferior del muro (Bica y Clayton, 2002).

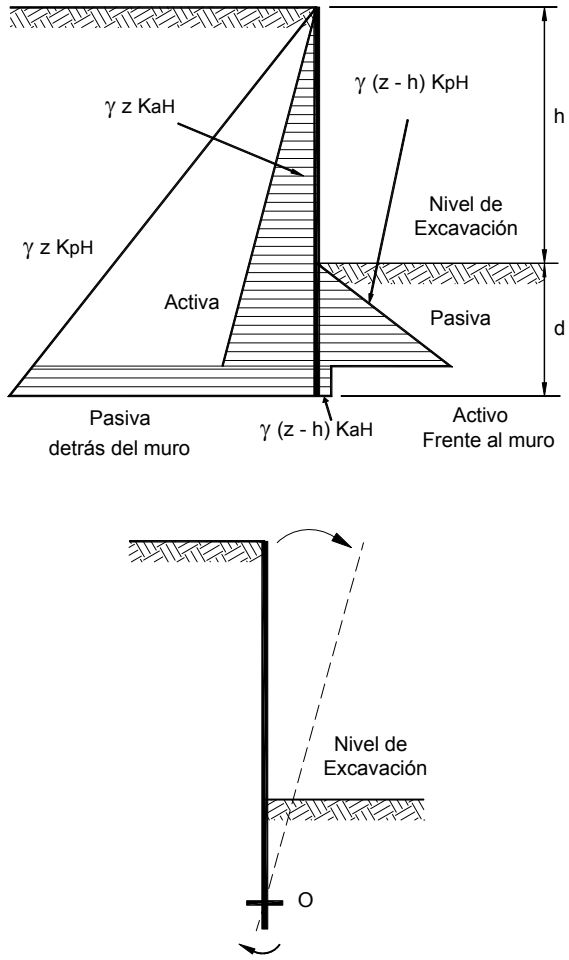


Figura 7.4 Presiones de tierra para muros enterrados flexibles, en los cuales el pivote de giro se encuentra por encima del extremo del muro (Bica y Clayton, 2002).

Modos de Falla de las Tablestacas

Las cargas que se ejercen sobre los sistemas de tablestacas tienden a producir varios tipos de falla. De acuerdo al tipo de falla se deben evaluar las fuerzas que las producen y se deben seleccionar ciertos parámetros para prevenirlas.

Los sistemas de falla más comunes son los siguientes (US Army Corps of Engineers, 1996, Figura 7.6):

- ***Falla por deslizamiento profundo.*** Esta falla afecta la totalidad de la masa del suelo incluyendo la tablestaca y es independiente de las características estructurales del muro. Su posibilidad se debe estudiar realizando un análisis de estabilidad del talud con falla profunda por debajo de la tablestaca.

Generalmente, este tipo de falla no se remedia incrementando la profundidad de la tablestaca y se requiere implementar otras obras de estabilización como anclajes, drenajes, mejoramiento del suelo, etc.

- ***Falla al volteo por profundidad insuficiente de la tablestaca.*** Las presiones laterales ejercidas por la tierra tienden a ejercer una rotación de la tablestaca. Esta falla puede prevenirse profundizando la tablestaca.

- ***Falla por falta de resistencia pasiva del pie de la tablestaca.*** Este tipo de falla ocurre para tablestacas ancladas por falta de profundidad de empotramiento y se resuelve profundizando la tablestaca.

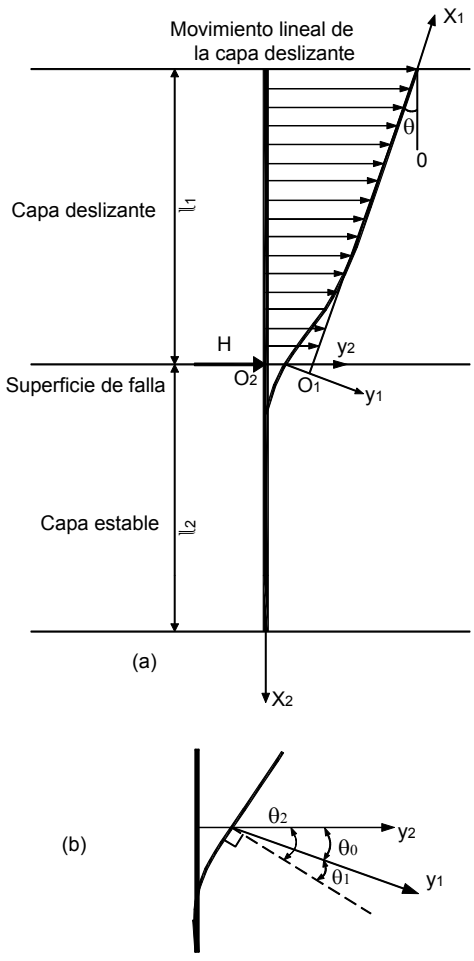


Figura 7.5 Rotación de un pilote flexible en un deslizamiento de tierra (Cai y Ugai, 2003).

- ***Falla estructural de la tablestaca.*** Estas fallas ocurren por exceso de esfuerzos de flexión o de cortante sobre la estructura de la tablestaca. Este tipo de falla se resuelve colocando una tablestaca estructuralmente capaz de soportar los esfuerzos internos.

Tablestaca Empotrada en Suelos Granulares

Se asume que la tablestaca rota como un cuerpo rígido alrededor de un punto en su longitud empotrada. Esta suposición implica que el muro está sujeto a una distribución de presión activa desde la corona del muro hasta un punto llamado punto de transición cerca al punto de desplazamiento cero. Así mismo, se considera que la distribución de la presión de diseño varía linealmente como se indica en la figura 7.7. Las tablestacas empotradas en suelos granulares, sin anclaje, se diseñan por los métodos de soporte fijo.

Los métodos de soporte fijo ("Fixed Earth Support") son los más utilizados en los Estados Unidos. El diagrama de presiones, como se indicó anteriormente, presenta un cambio en la magnitud y dirección de las fuerzas pasivas en el extremo inferior de la tablestaca.

El análisis consiste en determinar la profundidad del empotramiento para garantizar la estabilidad del sistema. Una vez se determina la profundidad de empotramiento requerida, se aumenta en un 30% para garantizar un factor de seguridad adecuado (King, 1995).

Tabla 7.2 Valores aproximados de penetración requerida de una tablestaca (Department of the Navy, 1982).

Resistencia a la Penetración Estándar (N golpes/pie)	Profundidad de Penetración Requerida de la Tablestaca
0 a 4	2.0 H
5 a 10	1.5 H
11 a 30	1.25H
31 a 50	1.0H
Más de 50	0.75H

H = altura de la tablestaca por encima del nivel inferior del terreno

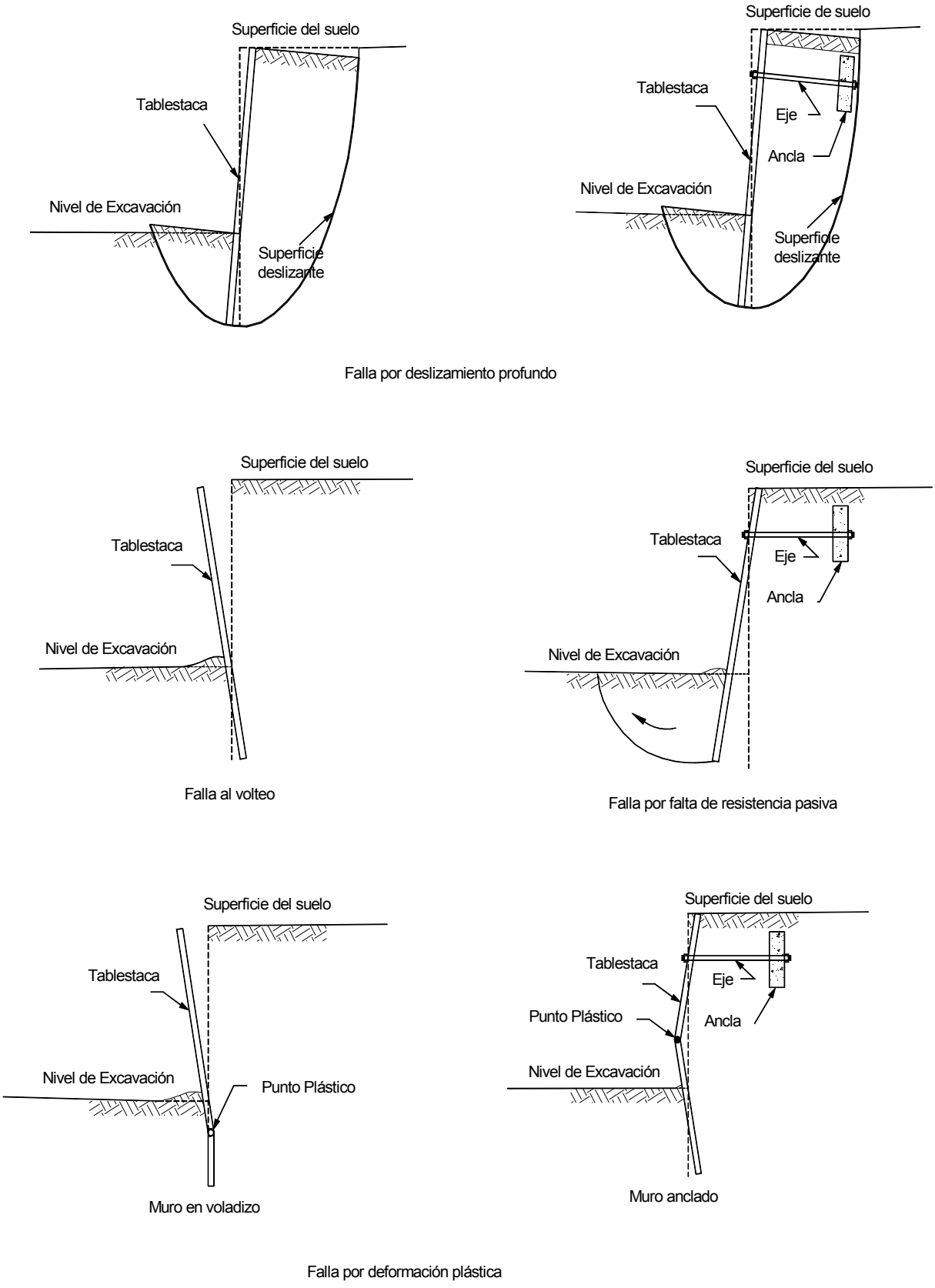


Figura 7.6 Modos de falla de los muros de tablestacas (US Army Corps of Engineers, 1996).

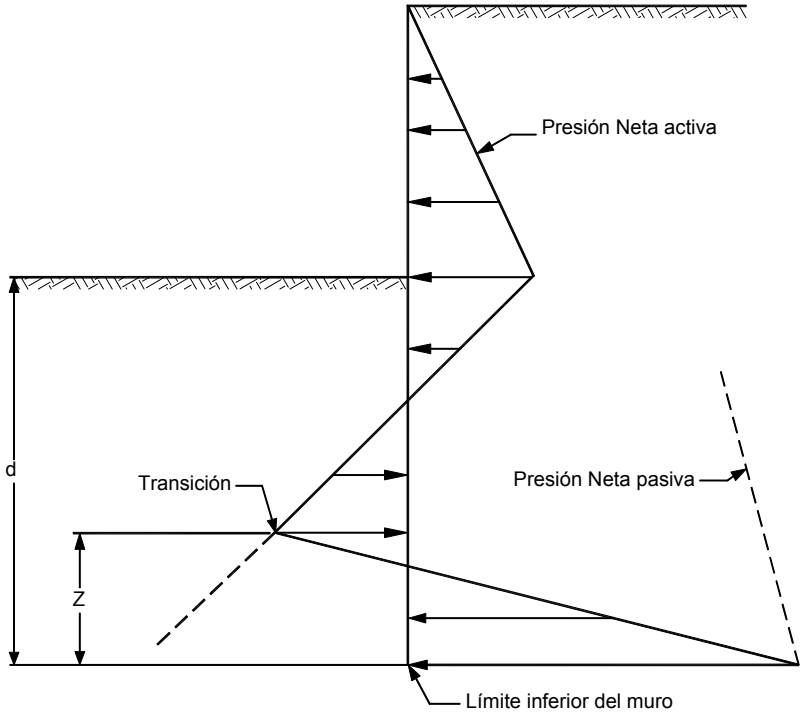


Figura 7.7 Distribución de presiones en una tablestaca en suelos granulares (US Army Corps of Engineers, 1996).

Pasos para el diseño

El procedimiento para obtener el diagrama de presiones sobre una tablestaca que permita realizar el diseño puede resumirse en los siguientes pasos (Department of the Navy, 1982; Das, 2001):

- ***Paso 1***. Asuma una profundidad de penetración de la tablestaca, la cual puede obtenerse como una correlación de la altura teniendo en cuenta la resistencia del suelo. El "Department of the Navy" sugiere utilizar la tabla 7.2.

- ***Paso 2***. Calcule K_a y K_p, criterios de Rankine o de Coulomb.

- ***Paso 3***. Calcule p_1 y p_2. L_1 y L_2 deben estar definidas previamente.

$$p_1 = \gamma L_1 K_a$$
$$p_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a$$

- ***Paso 4***. Calcule L_3

$$(z - L) = L_3 = \frac{p_2}{\gamma'(K_p - K_a)}$$

- ***Paso 5***. Calcule P total activo, sumando los diagramas de presiones.

- ***Paso 6.*** Calcule $\bar{z}$ (El centro de presión del área ACDE) tomando momentos respecto a E.

- ***Paso 7***. Calcule p_5

$$p_5 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_p + \gamma' L_3 (K_p - K_a)$$

- ***Paso 8***. Calcule A_1, A_2, A_3, A_4

$$A_1 = \frac{p_5}{\gamma'(K_p - K_a)}$$

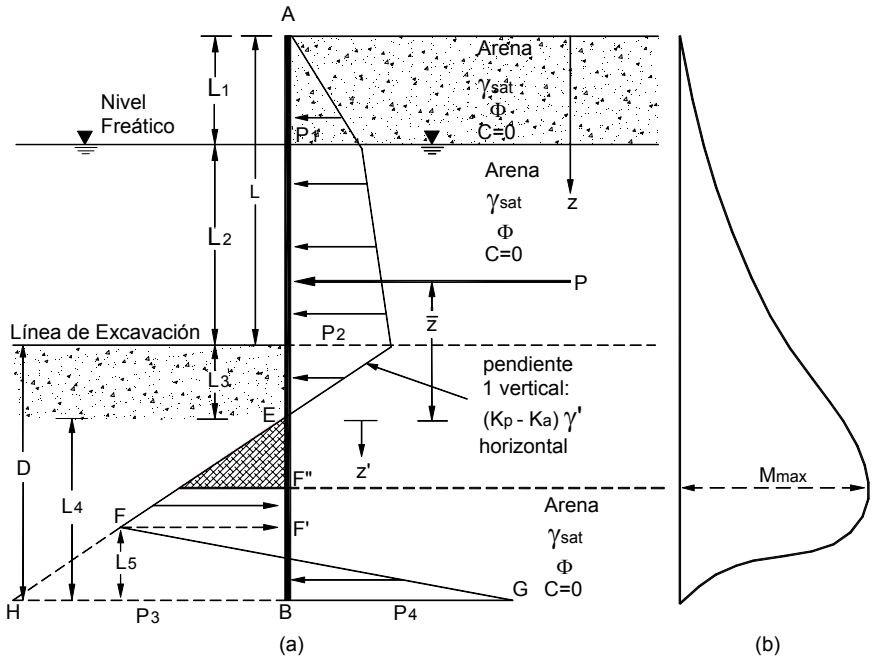


Figura 7.8 Tablestaca en voladizo en suelos arenosos. (a)Presión de tierras.(b)Diagrama de momentos (Das ,2001).

$$A_2 = \frac{8P}{\gamma'(K_p - K_a)}$$

$$A_3 = \frac{6P\left[2\bar{z}\gamma'(K_p - K_a) + p_5\right]}{\gamma'^2(K_p - K_a)^2}$$

$$A_4 = \frac{P\left[6\bar{z}p_5 + 4P\right]}{\gamma'^2(K_p - K_a)^2}$$

- ***Paso 9***. Resuelva la ecuación siguiente por tanteos para determinar L_4

$$L_4^4 + A_1L_4^3 - A_2L_4^2 - A_3L_4 - A_4 = 0$$

- ***Paso 10.*** Calcule p_4

$$p_4 = p_5 + \gamma' L_4(K_p - K_a)$$

- ***Paso 11***. Calcule p_3

$$p_3 = L_4(K_p - K_a)\gamma'$$

- ***Paso 12***. Obtenga L_5

$$L_5 = \frac{p_3L_4 - 2P}{p_3 + p_4}$$

- ***Paso 13.*** Dibuje el diagrama de distribución de presiones como el que se muestra en la figura 7.8.

- ***Paso 14***. Obtenga la profundidad teórica de penetración $L_3 + L_4$. La profundidad real de penetración se debe incrementar entre 20% y 30%.

$$D = L_3 + L_4$$

Cálculo del momento sobre la tablestaca

La variación del momento de flexión en una tablestaca en voladizo se muestra en la figura 7.8. El momento máximo ocurre entre los puntos E y F´.

Para obtener el momento máximo (M_{max}) por unidad de longitud de tablestaca se requiere la determinación del punto con fuerza cortante cero (Das, 2001).

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{(K_p - K_a)\gamma'}}$$

Una vez determinado el punto de fuerza cortante nula (punto F´ en la figura 7.8), la magnitud del momento máximo se obtiene como:

$$M_{\max} = P(\bar{z} + z') - \left[\frac{1}{2}\gamma' z'^2 (K_p - K_a)\right]\left(\frac{1}{3}\right) z'$$

Tablestaca Empotrada en Suelos Cohesivos

En el caso de tablestacas empotradas en mantos de arcilla, el diagrama de presiones es diferente al de las tablestacas en suelos granulares. La diferencia entre los diagramas se muestra en la figura 7.9.

Procedimiento para calcular la profundidad requerida de empotramiento para una tablestaca en suelo arcilloso (Das, 2001):

- ***Paso 1.*** Asuma una profundidad de penetración de la tablestaca, la cual puede obtenerse como una correlación de la altura teniendo en cuenta la resistencia del suelo.

- ***Paso 2.*** Calcule para el suelo granular (relleno).

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$$

- ***Paso 3.*** Obtenga P_1 y P_2

$$p_1 = \gamma L_1 K_a$$
$$p_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a$$

- ***Paso 4.*** Calcule P_1 y z_1

- ***Paso 5.*** Use la ecuación siguiente para obtener el valor teórico de *D*.

$$D^2\left[4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)\right] - 2DP_1 - \frac{P_1(P_1 + 12c\bar{z}_1)}{(\gamma L_1 + \gamma' L_2) + 2c} = 0$$

$$L_4 = \frac{D\left[4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)\right] - P_1}{4c}$$

- ***Paso 6.*** Calcule L_4

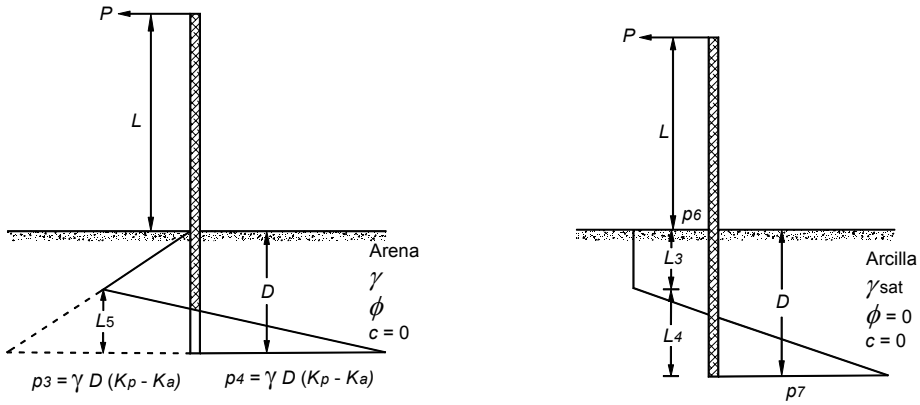
$$p_6 = 4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$$
$$p_7 = p_p - p_a = 4c + (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$$

- ***Paso 7.*** Calcule P_6 y P_7

- ***Paso 8.*** Dibuje el diagrama de distribución de presiones como se muestra en la figura 7.10.

- ***Paso 9.*** La profundidad real de penetración es:

$$D_{real} = 1.4 \ a \ 1.6(D_{teórica})$$



a) Diagrama de presiones de una tablestaca en un estrato de arena

b) Diagrama de presiones de una tablestaca en un estrato de arcilla

Figura 7.9 Diferencia entre los diagramas de presiones de una tablestaca de altura libre, en un suelo arenoso y un suelo arcilloso.

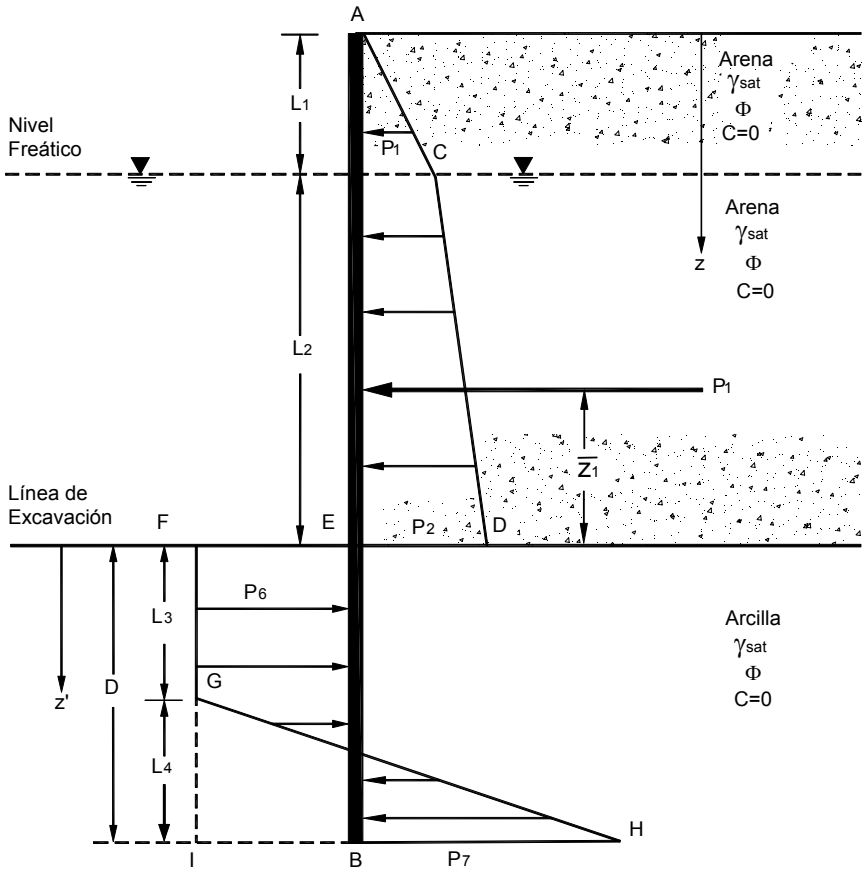


Figura 7.10 Diagrama de presiones para tablestaca en voladizo empotrada en arcilla (Das, 2001).

De acuerdo con la figura 7.10 el momento máximo (fuerza cortante nula) ocurrirá entre:

$$L_1 + L_2 < Z < L_1 + L_2 + L_3$$

$$z' = \frac{P_1}{p_6}$$

Ahora se obtiene la magnitud del momento máximo

$$M_{\max} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{p_6 z'^2}{2}$$

Tablestacas Ancladas

Es muy común que las tablestacas tengan un anclaje en su sección en voladizo. En ese caso generalmente se supone que el empotramiento no es fijo, aunque existen las dos formas de cálculo.

Si suponemos que el empotramiento inferior es fijo, el diagrama de momentos es diferente si el empotramiento es libre (Figuras 7.11 y 7.12).

En las figuras 7.13 y 7.14 se muestran los diagramas de presiones para una tablestaca anclada empotrada en suelos granulares y para el caso de suelos arcillosos, suponiendo el empotramiento libre.

En lo referente al anclaje, éste puede ser horizontal, con un muerto o bloque de soporte en su extremo, o puede ser inclinado perforando y tensionando un ancla con un bulbo inyectado.

Si se utiliza un anclaje pretensado el ángulo de inclinación con la horizontal es de mínimo 1.50 y se genera una fuerza inclinada sobre la tablestaca, la cual presenta componentes horizontales y verticales.

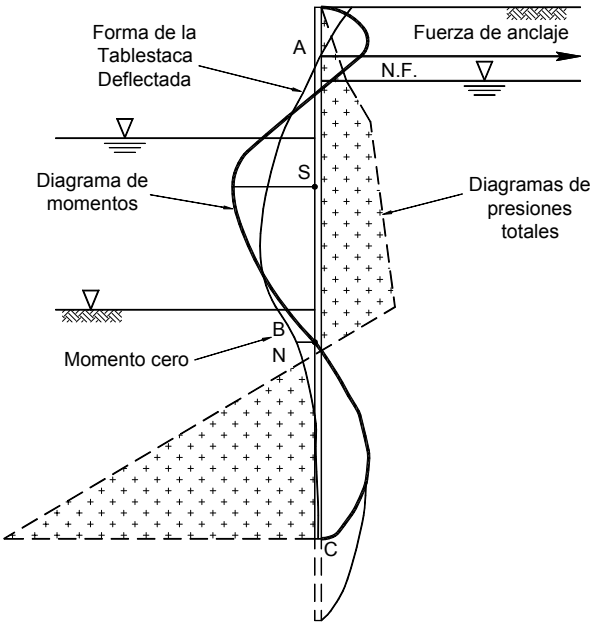


Figura 7.11 Presiones de tierra y momentos internos en tablestacas por el método de soporte fijo ("Fixed Earth Support").

Diseño de Muertos de Anclaje

La carga calculada en el anclaje en el análisis de la tablestaca se le coloca al muerto, como se muestra en la figura 7.15.

Al colocar la presión se produce una fuerza pasiva sobre la pared del muerto que mira hacia la tablestaca y al mismo tiempo actúa una fuerza activa en la otra cara. Se debe analizar el muerto para que la diferencia entre las fuerzas activas y las pasivas sean superiores a la fuerza ejercida por el ancla y afectada por un factor de seguridad.

Los muertos pueden consistir en otra tablestaca, en un bloque de concreto o en un elemento cimentado sobre pilotes. El muerto debe estar por fuera de la zona activa como se muestra en la figura 7.16.

Interacción Suelo - Estructura

El uso de elementos finitos para el diseño de estructuras de tablestacas permite analizar y diseñar las tablestacas como un sistema suelo-estructura o esfuerzo-deformación. Este sistema puede aplicarse para todo tipo de muros de tablestacas.

La importancia radica en que las propiedades de la tablestaca y las propiedades esfuerzo-deformación del suelo se pueden utilizar en forma conjunta. En la práctica el sistema consiste en la colocación de una serie de resortes entre la tablestaca y el suelo para simular la interacción suelo-estructura.

Igualmente, si el desplazamiento es cero, se presentarían presiones de reposo y de acuerdo a la magnitud de las deformaciones y su sentido, se obtienen los esfuerzos activos y pasivos.

El sistema de elementos finitos es uno de los más utilizados actualmente para el diseño de tablestacas. Su gran ventaja consiste en que analiza el comportamiento esfuerzo-deformación y tiene en cuenta la flexibilidad de la tablestaca. Esto evita los errores debidos a la sobresimplificación de los sistemas de presiones de tierra explicados anteriormente (Figura 7.17).

El análisis de tablestacas utilizando elementos finitos permite determinar con mayor precisión los esfuerzos y momentos sobre la estructura de la tablestaca.

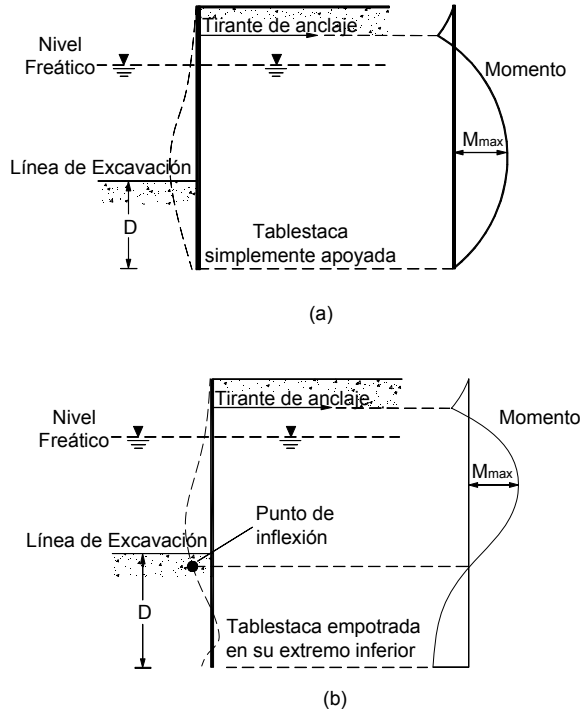


Figura 7.12 Variación de las deflexiones y momentos en una tablestaca anclada. (a) Método soporte libre. (b) Método soporte fijo (Das, 2001)

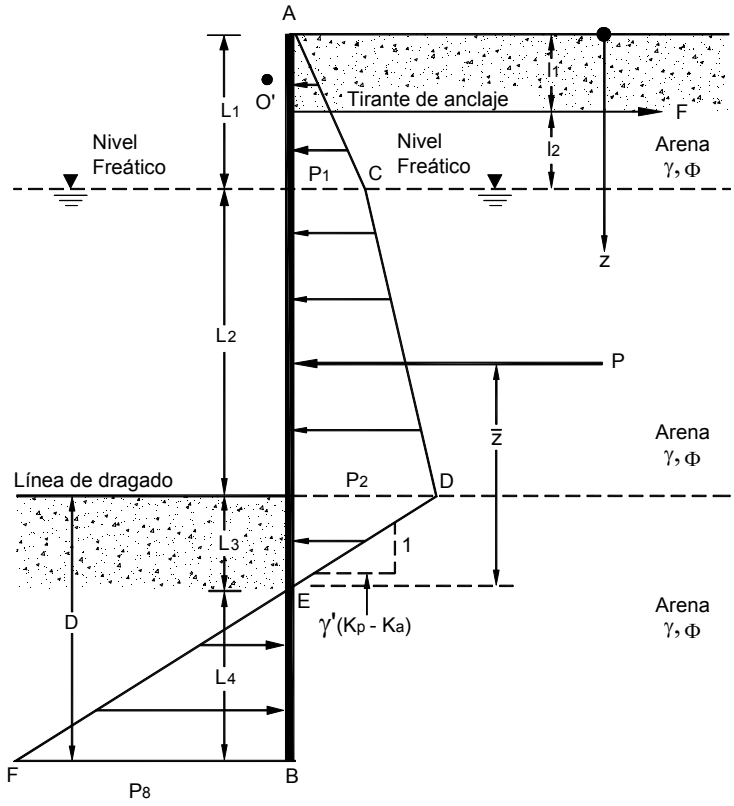


Figura 7.13 Tablestaca anclada en suelos arenosos (Das, 2001).

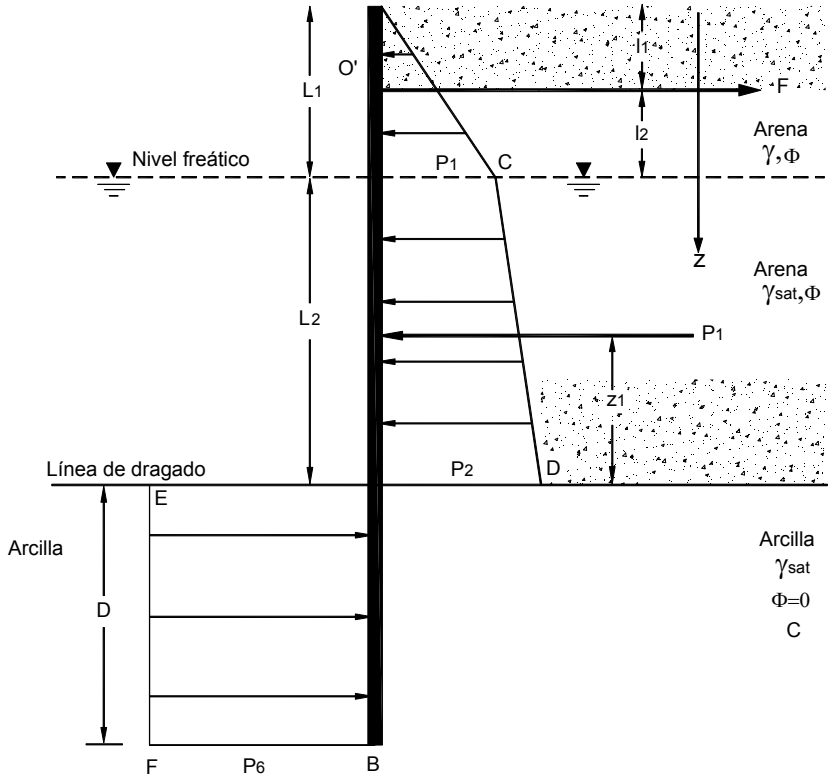


Figura 7.14 Tablestaca anclada en suelos arcillosos (Das, 2001).

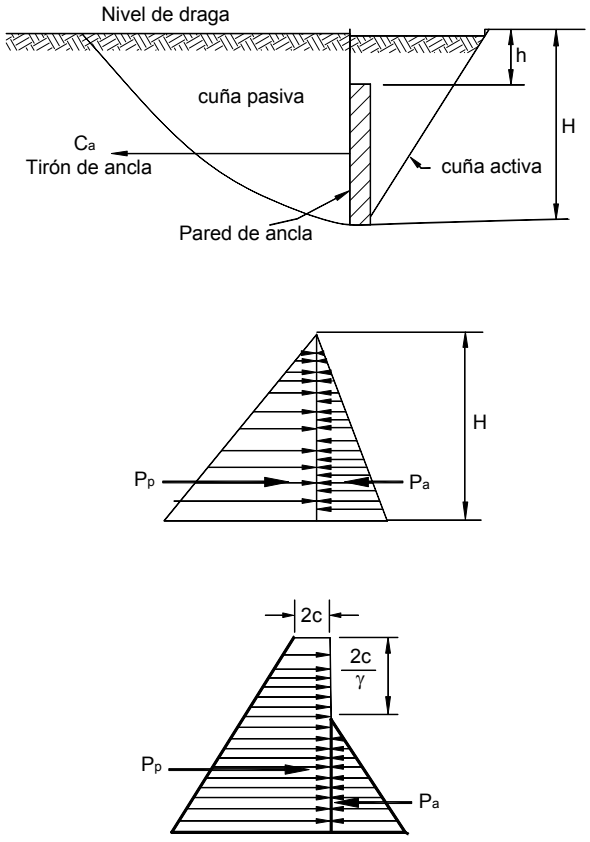


Figura 7.15 Fuerzas que actúan sobre un muerto en el anclaje de una tablestaca (US Army Corps of Engineers, 1996).

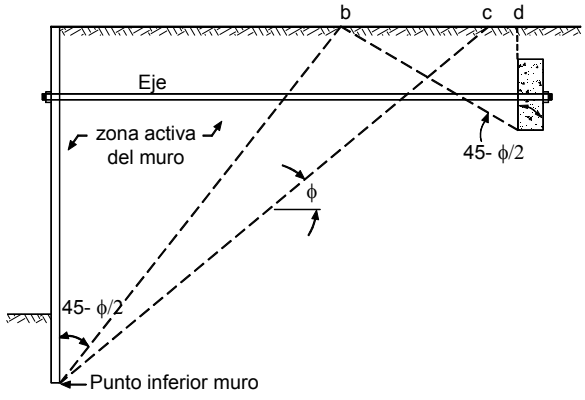


Figura 7.16 Localización del muerto con relación a la tablestaca (US Army Corps of Engineers, 1996).

PILOTES Y PILAS

Los pilotes han sido utilizados en ocasiones para la estabilización de deslizamientos activos (Figura 7.18). El efecto directo es la profundización de la superficie crítica de falla (Figura 7.19).

Este método sólo es apropiado para deslizamientos poco profundos y suelos que no fluyan entre los pilotes (Fotografía 7.2). Los deslizamientos profundos generalmente producen fuerzas laterales muy grandes que no pueden ser resistidas fácilmente por los pilotes.

Los pilotes deben enterrarse en suelo firme y competente para evitar su extracción o inclinación. Es común la utilización de estructuras de concreto armado, uniendo las cabezas de los pilotes para mejorar su rigidez y comportamiento en general.

Las pilas o pilotes actúan de forma pasiva y se requieren movimientos horizontales sobre ellos para que actúen las fuerzas de contención. La resistencia o capacidad de un pilote y su efecto de factor de seguridad depende de la profundidad a la cual se encuentra hincado el pilote por debajo de las superficies de falla.

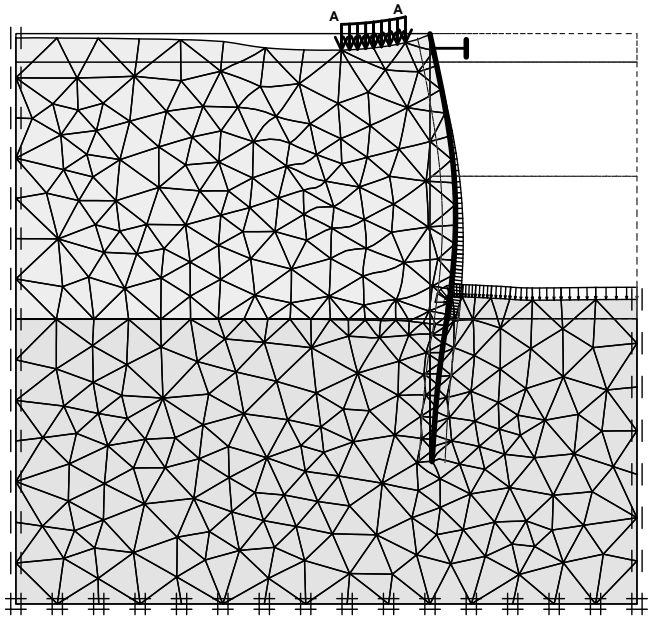


Figura 7.17 Análisis de los esfuerzos sobre una tablestaca utilizando elementos finitos.

Fotografía 7.2 Pilotes metálicos hincados para estabilizar un deslizamiento.

En los pilotes y pilas pre-excavadas, al excavar se reducen las presiones geostáticas horizontales y éstas no se recuperan nuevamente hasta después de varios años.

Esta reducción varía a lo largo del pilote desde cerca de 4% y es mayor en el sector central del pilote donde puede alcanzar valores de reducción hasta del 30% para arcillas sobreconsolidadas (Richards y otros, 2006).

Aunque la estabilización con pilas o pilotes es muy común, no existe un procedimiento de cálculo y diseño universalmente aceptado. Existen varias propuestas de procedimientos, entre los cuales se pueden mencionar: De Beer y Wallays (1970), Ito y Matsui (1975), Fukuoka (1977), Sommer (1977), Viggiani (1981), Winter, Schwarz y Gudehus (1983), Snedker (1985), Reese y otros (1992), Poulos (1995), Chow (1996), Chen y Poulos (1997), Ergun (2000) y Cai y Ugai (2003).

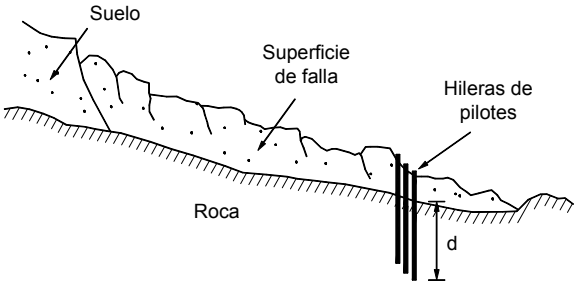


Figura 7.18 Esquema general del uso de pilotes para estabilizar deslizamientos.

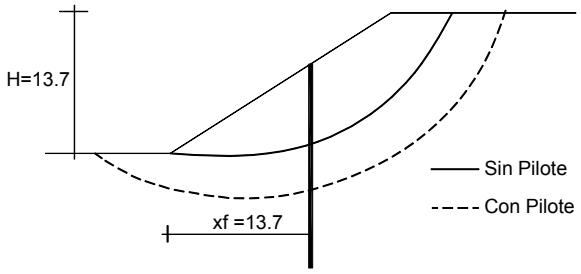


Figura 7.19 Superficie crítica de falla sin pilotes y con pilotes.

Pilas de Cortante

Las pilas de cortante son estructuras circulares verticales de concreto armado que pasan a través de la superficie de falla y se entierran en suelo o roca competente. El anclaje en el suelo competente genera una resistencia lateral de capacidad de soporte permitiendo a la pila hacer una fuerza que se opone al movimiento del deslizamiento.

El refuerzo de acero de la pila es controlado por los esfuerzos de cortante y los momentos máximos desarrollados en la pila. Las pilas de cortante pueden colocarse formando una línea, la cual actúa como un muro de contención. Aunque en deslizamientos profundos sólo se requiere pila en el área arriba y debajo de la superficie de falla, generalmente se refuerza la totalidad de la pila.

Beneficios y desventajas de las pilas de cortante

Las principales ventajas de las pilas de cortante son las siguientes:

- Pueden actuar como muro de contención para las obras de infraestructura arriba del deslizamiento.
- Las pilas de gran diámetro producen mayor resistencia al cortante que un grupo de pilotes de menor diámetro.

Las principales desventajas son las siguientes:

- Son relativamente costosas
- Son difíciles de instalar en deslizamientos activos. El riesgo de daño es alto

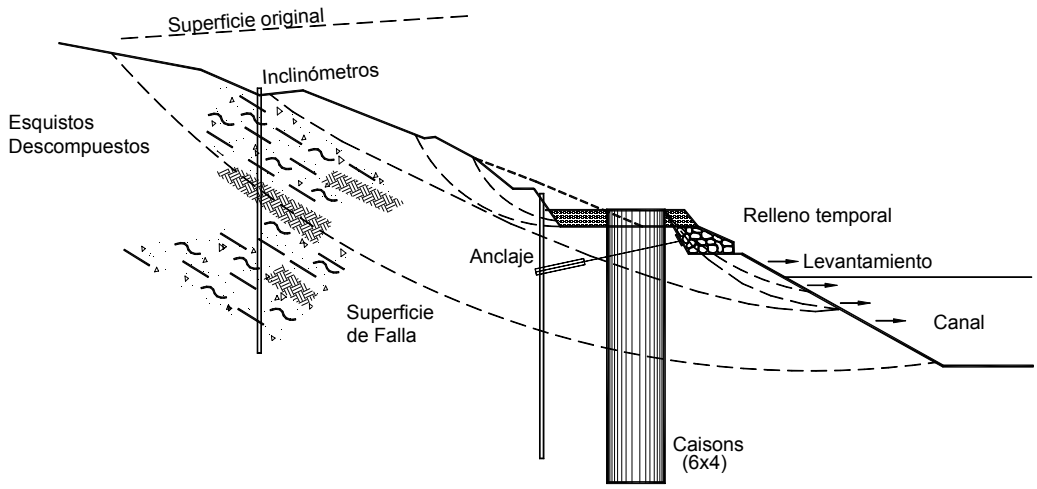


Figura 7.20 Utilización de pilas de gran diámetro o caissons para la estabilización de un deslizamiento.

Muros de Pilas de Gran Diámetro

La construcción de pilas de gran diámetro para la estabilización de deslizamientos fue descrita por Pachakis y otros (1997) para la estabilización de un talud en Grecia (Figura 7.20). El sistema consiste en la construcción de filas de pilas fundidas en sitio, de más de un metro de diámetro a un espaciamiento similar a su diámetro.

Las pilas se excavan en el suelo o roca y se unen entre sí por medio de vigas, formando una estructura reticular. En ocasiones, se construyen grandes muros a profundidades importantes, construyendo pilas de gran diámetro unidas entre sí, conformando una estructura o muro de gravedad.

Estos muros o pilas son de concreto armado y se excavan utilizando procedimientos similares a los de las pilas para cimentación de edificios. Generalmente, se construye una sola hilera de pilas o pilotes, pero en algunos casos se utilizan dos hileras.

Se pueden construir en el pie, en la parte media o en la parte alta de los deslizamientos. Las pilas deben enterrarse a una profundidad suficiente dentro de un estrato competente para producir fuerzas laterales que permitan la estabilidad de los muros.

En todos los casos la profundidad de las pilas debe sobrepasar la superficie de falla crítica. Para utilizar el efecto de arco entre las pilas generalmente se colocan a una distancia de hasta tres diámetros entre sí.

Fuchsberger y otros (1996) presenta un caso en el cual se construyeron pilas de concreto armado de 1.5 metros de diámetro cada cuatro metros a profundidad de 13 metros, instalando en su interior tubos de inclinómetro para monitorear las deformaciones de la pila. Cada pila se supone totalmente embebida en el suelo por debajo de la superficie de falla y se diseña utilizando la teoría de presión de tierras.

Brandl (1996) reporta la utilización de caissons de 6 m x 4 m y profundidad de 25 m para estabilizar un deslizamiento en un esquisto meteorizado con zonas miloníticas. Su construcción se realizó por etapas, ayudados por concreto lanzado para permitir su hincado. Los caissons de concreto armado se diseñaron como una pared utilizando la teoría de presión de tierras y la teoría de reacción de la subrasante, en su interior se construyeron anclajes profundos. La resistencia de las pilas puede aumentarse, construyendo anclajes en su parte posterior, bien sea perforados o como cables unidos a muertos de concreto.

Muros en Cofres Celulares

Los cofres celulares consisten en muros de tablestaca que conforman cilindros de gran diámetro, los cuales se rellenan de suelo (Figura 7.21). La tablestaca actúa como contención del suelo y la estructura obtiene su resistencia del sistema combinado muro-suelo, el cual forma una gran estructura de gravedad.

Estructuras de Pilas y Pilotes

Métodos constructivos

Se pueden utilizar métodos diferentes así:

- *Pilotes hincados.* Son pilotes hincados con equipos de impacto o de vibración. Pueden ser metálicos o de concreto armado.

- *Pre-excavados utilizando equipos mecánicos.* Los muros de pilas pre-excavadas se construyen utilizando métodos convencionales para la excavación de pilas de concreto. El hueco se excava generalmente con un "Auger" helicoidal o con una excavadora de balde, y comúnmente se utiliza un martillo para romper los bloques y otras obstrucciones (Figura 7.22). Generalmente, se hace una conformación del terreno para la entrada de los equipos sobre llantas u oruga.

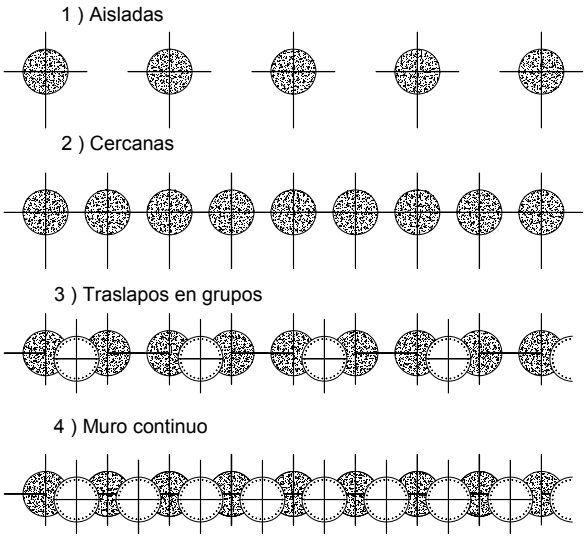


Figura 7.21 Sistema de grupos de pilas para conformar muros de contención.

Fotografía 7.3 Construcción de pilas en forma manual para estabilizar un deslizamiento.

La inspección del suelo se realiza analizando el material excavado. Si existe la posibilidad de derrumbe de la excavación, se requiere encamisar la perforación. Una vez realizada, se colocan las "jaulas" de refuerzo y se funde la pila. La secuencia puede ser desde fuera del deslizamiento hacia adentro del mismo, colocando la totalidad de las pilas en tal forma una vez excavada, se funde inmediatamente antes de excavar la siguiente.

Siguiendo el mismo sistema algunos ingenieros acostumbran el perforar y fundir pila de por medio y luego las intermedias en una segunda etapa. Generalmente, la parte expuesta de la pila se funde utilizando formaleta cuadrada o circular de acuerdo a las necesidades del diseño. Otra opción es utilizar secciones de tubo como soporte lateral y realizar las excavaciones utilizando una excavadora mecánica rotatoria, con un zapato de corte en la parte inferior para facilitar el hincado por gravedad de las secciones de tubo.

- *Preexcavados utilizando métodos manuales.* La excavación utilizando métodos manuales generalmente se realiza colocando tubos circulares prefabricados de concreto armado y excavando dentro de ellos, en tal forma que los tubos van penetrando uno tras de otro.

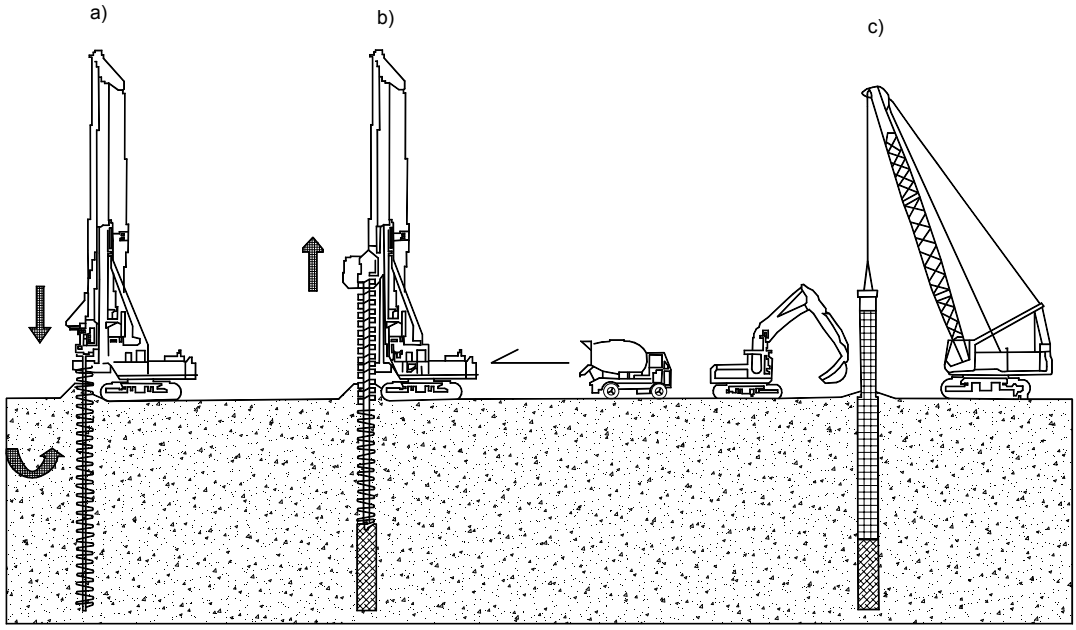


Figura 7.22 Proceso constructivo de pilotes utilizando equipo helicoidal (auger) continuo.

A medida que se avanza en la excavación se van colocando encima tubos adicionales como se observa en la fotografía 7.3. Dentro de los tubos se excava manualmente y el material se saca a la superficie también en forma manual utilizando baldes.

Una vez terminada la excavación se coloca la jaula de refuerzo y se funde la pila. Estas pilas o pilotes generalmente son de diámetros entre 0.6 y 0.9 m. También se han construido pilas de gran diámetro y "caissons".

Para pilas de gran diámetro se puede utilizar concreto ciclópeo en la parte central de la pila, o pueden construirse en forma de anillo rellenando internamente con suelo.

La construcción de pilas manualmente también puede realizarse fundiendo los anillos como formaleta en ventana a medida que se avanza con la excavación manual.

Las pilas pre-excavadas generalmente se construyen arriba de la corona de los deslizamientos para impedir el avance de los movimientos hacia arriba, aunque también pueden construirse en la parte media y baja del deslizamiento.

En el diseño debe tenerse en cuenta la posibilidad de que el material abajo de las pilas se mueva y quede la estructura totalmente expuesta. Debe tenerse cuidado de colocar un muro adicional entre pilas en la parte expuesta para evitar problemas de erosión.

Profundidad de penetración en material duro

El diseño de los muros de pilas o pilotes supone que el pilote se comporta como un poste rígido empotrado en el suelo con una relación L/D menor de 10. Por lo tanto, la capacidad del pilote está determinada por la profundidad de empotramiento y la capacidad del suelo en ese empotramiento.

El principio de las pilas o pilotes es que se asegure suficiente penetración por debajo de la superficie de falla y dentro del suelo competente, suficientemente duro para resistir las fuerzas actuantes del deslizamiento.

Los pilotes deben penetrar dentro del suelo estable una longitud tal que se obtenga la reacción necesaria para estabilizar el talud. La profundidad de penetración requerida puede estimarse mediante un análisis de cada pilote. Una manera de determinar la profundidad apropiada es la de

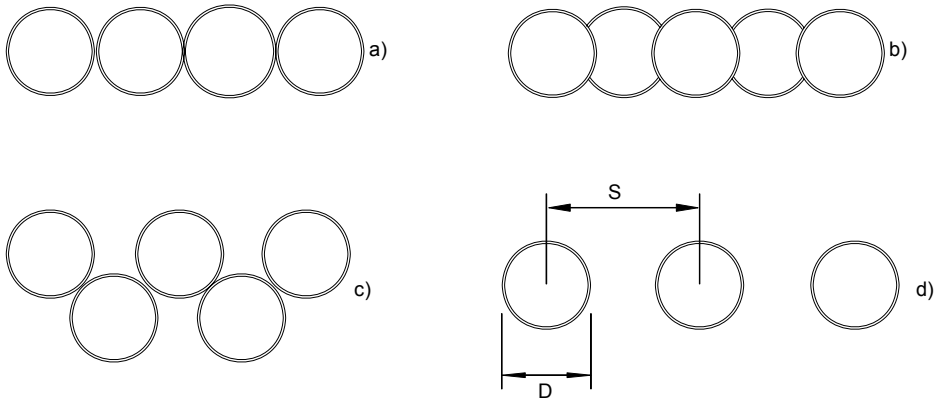


Figura 7.23 Arreglos en planta de muros de pilas de concreto armado (Cornforth 2005).

analizar un pilote de longitud definida y localizar la profundidad a la cual los momentos flectores y el cortante son cercanos a 0. La profundidad de penetración en el suelo duro es aproximadamente la mitad del espesor de la masa deslizada.

Configuraciones de los muros de pilas

Las pilas de concreto reforzado se colocan en hileras para formar un muro y existen varias configuraciones (Figura 7.23)

- *Pilas tangentes.* Las pilas se encuentran la una exactamente a continuación de la otra en línea recta.
- *Pilas secantes.* Las pilas se traslapan la una con la otra en la configuración en planta aunque en la práctica son tangentes.
- *Pilas en arreglo triangular.* Las pilas se encuentran pegadas las unas a las otras siguiendo una línea aserrada.
- *Pilas espaciadas.* Las pilas se encuentran separadas y el muro se forma por efecto de arco entre ellas.

Todas estas configuraciones pueden utilizarse para estabilizar deslizamientos. Sin embargo, entre mayor cantidad de pilas y más cercanas se encuentren, la capacidad del muro es mayor. Es importante que exista interacción entre el grupo de pilas para evitar la falla progresiva pila por pila y garantizar la rigidez de la estructura como un conjunto o grupo de pilas.

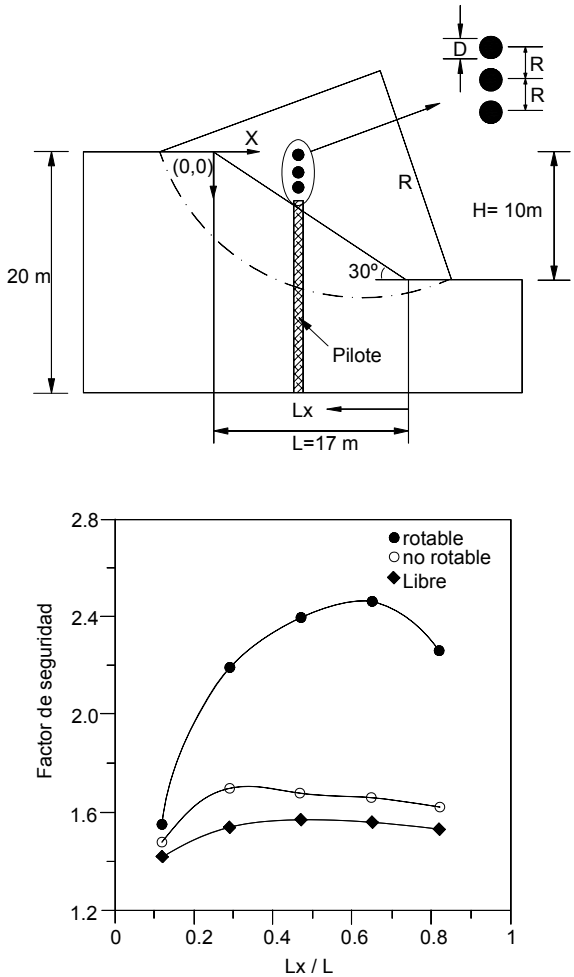


Figura 7.24 Efecto de la posición del muro de pilotes sobre la estabilidad del talud (Jeong y otros, 2003).

Espaciamiento entre pilotes
Se han tenido experiencias satisfactorias en la utilización de pilas o pilotes pre-excavados con diámetros entre 50 centímetros y un metro, espaciados entre 1.5 y 3.0 metros centro a centro, para estabilizar deslizamientos con superficie de falla hasta 6.0 metros de profundidad.

Una línea de pilas conforma una estructura semi-continua en la cual se genera efecto de arco entre las pilas o pilotes. El espacio abierto entre pilotes no debe ser mayor a tres veces el diámetro de los mismos y en lo posible debe limitarse a un diámetro (Nethero, 1982). Un espaciamiento típico es de 2.5 metros.

Localización de los Pilotes
Se recomienda (Yamagami y otros, 1992) que los pilotes se localicen donde las fuerzas entre dovelas son relativamente mayores, es decir, lejos de la cresta y del pie de los deslizamientos.

Si se colocan cerca de la corona o del pie, las fuerzas sobre los pilotes son menores y por lo tanto el efecto estabilizante es menor. Una forma empírica es colocar inicialmente los pilotes en el centro del deslizamiento. Ausilio y otros (2001) desarrollaron una serie de gráficas para determinar la localización óptima de los pilotes. Jeong y otros (2003) consideran que el efecto es generalmente mayor cuando los pilotes se colocan un poco hacia arriba del centro del deslizamiento (Figura 7.24).

El Efecto de Arco entre Pilotes
La transmisión de las cargas del suelo a los pilotes se realiza por un efecto de arco como fue explicado por Terzaghi (1943). Este efecto se define como la transferencia de esfuerzos de una masa que se mueve a otros elementos lateralmente contiguos que se desplazan menos o que no se desplazan (Figura 7.25).

Wang y Yhen (1974) analizaron el efecto de arco en pilotes para la estabilización de deslizamientos y presentaron las siguientes conclusiones:

- La presión máxima promedio de arco es igual a la presión de reposo del suelo.
- El efecto de arco es más notorio para valores mayores de cohesión (c) y fricción (ϕ).

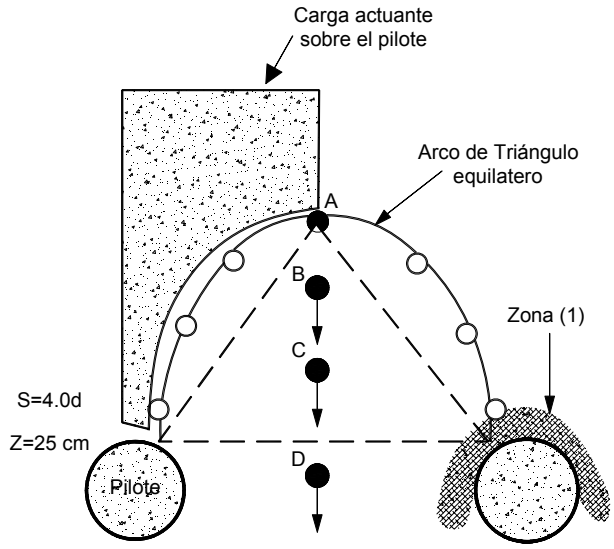


Figura 7.25 Esquema del efecto de arco entre pilotes (Chen y Martin, 2002).

- Existe un espaciamiento crítico a partir del cual el efecto de arco desaparece al aumentar el espaciamiento.
- El efecto de arco se produce tanto en taludes de arenas como de arcillas.

La magnitud del efecto de arco depende, entre otros, de los siguientes factores:

- *La rugosidad de la superficie exterior del pilote.* A mayor rugosidad del pilote es mayor el efecto de arco.
- *La dilatancia del suelo.* Un mayor ángulo de dilatancia (ψ) genera un mayor aumento de volumen del suelo y mayores presiones de efecto de arco.
- *La resistencia del suelo.* A mayores valores de "c" y ϕ, mayor es el efecto de arco.

El efecto de arco se puede analizar para diseño utilizando modelos de elementos finitos (Chen y Martin, 2002) (Figura 7.26).

Efecto de Grupo
En el diseño debe considerarse el efecto del grupo. Hay evidencias de que la carga última lateral resistida por el grupo de pilotes es considerablemente menor que la suma de las cargas últimas laterales de cada pilote.

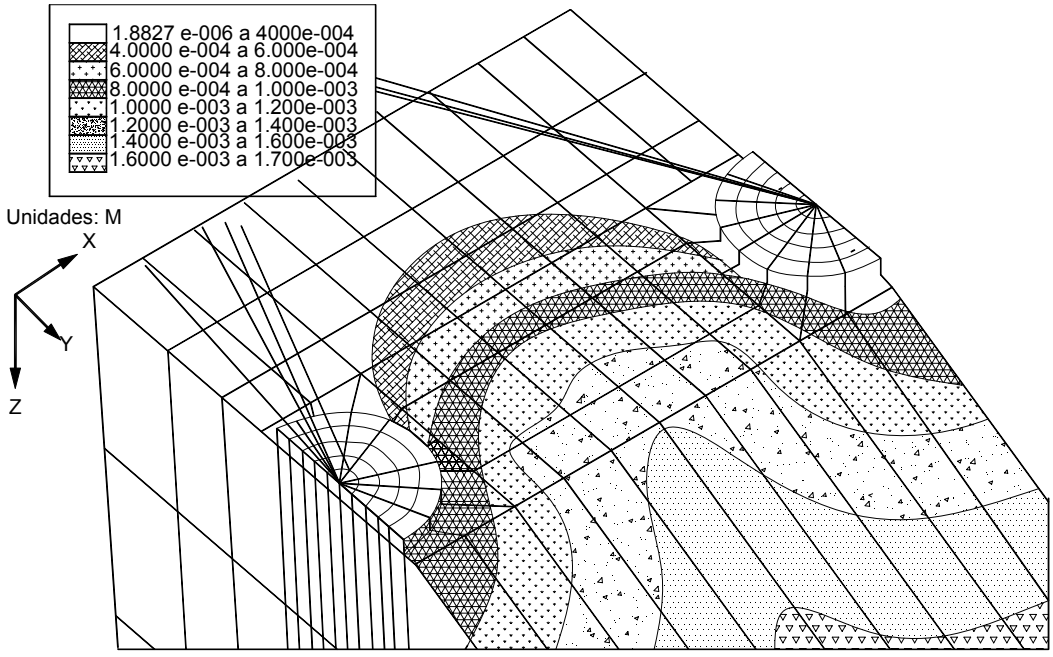


Figura 7.26 Desplazamiento del suelo entre pilotes simulado por elementos finitos (Chen y Martin, 2002).

Igualmente, entre menor sea el espaciamiento el efecto del grupo es más significativo (Nethero, 1982). Cuando los pilotes se encuentran muy cercanos el uno del otro ocurre un fenómeno de "arco". El desarrollo del arco y la carga total sobre los pilotes dependen de la geometría del sistema y especialmente de la relación espaciamiento/diámetro de los pilotes.

El modo de formación de los pilotes y la resistencia del suelo al cortante es soporte de la cabeza del pilote, la rigidez de los pilotes y el suelo también afectan el comportamiento de grupo. Los factores de reducción de grupo para pilotes en suelos corrosivos fueron estudiados por Nalcakan (1999). Los factores de reducción reportados pueden ser hasta de 0.5 o menos (Ergun, 2000), de acuerdo a las condiciones del perfil del suelo y del muro de pilas.

El efecto del grupo en pilas continuas presenta una reducción de capacidad de soporte del 50%, comparado con el de pilas independientes (Cornforth, 2005). Si S/B > 4 la resistencia es el doble de la del mismo número de pilas continuas. Si S/B = 2 el factor de reducción es de aproximadamente 0.83.

Otra preocupación con las pilas separadas es que si el suelo del deslizamiento es muy blando puede pasar por entre las pilas. En este caso las pilas deben colocarse en forma muy cercana para evitar el paso del suelo independientemente de la pérdida de resistencia por la acción de grupo.

Amarre de las cabezas

Es un concepto claro de mecánica estructural que las condiciones de soporte del extremo superior del pilote afectan la solución. El uso de vigas de concreto reforzado conectando las cabezas de los pilotes o el uso de anclas superiores, afectan el desplazamiento de la cabeza de los pilotes y a su vez mejoran la capacidad de los pilotes (Ito y Matsui, 1975; Popescu, 1971). Se recomienda no dejar las pilas o pilotes con la cabeza libre.

Refuerzo de las pilas

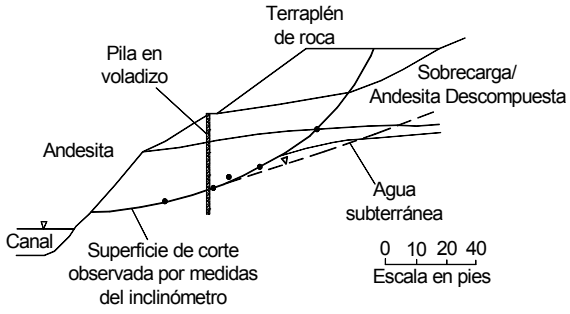
El refuerzo de las pilas puede ser con varillas convencionales de acero o con secciones H. El diseño generalmente es realizado por un Ingeniero Estructural de acuerdo a los esfuerzos de cortante y momentos. Se debe indicar que en la mayoría de los casos es más eficiente el refuerzo con varillas que el refuerzo con secciones H. En la figura 7.35 se muestra un ejemplo del refuerzo de una pila para estabilizar deslizamientos.

CAPACIDAD DE CARGA LATERAL DE LOS PILOTES

Es posible que se presenten modos de falla diferentes para los diversos sistemas suelo-pilotes. Este es el factor responsable de que no existan procedimientos de diseño aceptados universalmente para la estabilización de deslizamientos con pilotes.

Las propiedades relativas de los suelos arriba y abajo de la superficie de falla, la posibilidad de falla pasiva de suelo inferior, o la falla estructural del pilote hacen de la modelación una ciencia muy compleja (Viggiani, 1981).

La capacidad de soporte lateral puede obtenerse utilizando fórmulas disponibles en la mayoría de los textos de mecánica de suelos. Para arcillas a una profundidad muy grande (H1 ≥ 10 B) el factor de capacidad de soporte N_c es 9, y en la superficie del terreno N_c es 6 y se pueden interpolar los valores intermedios.



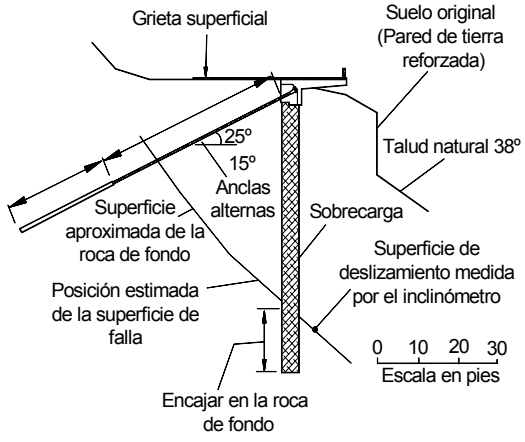
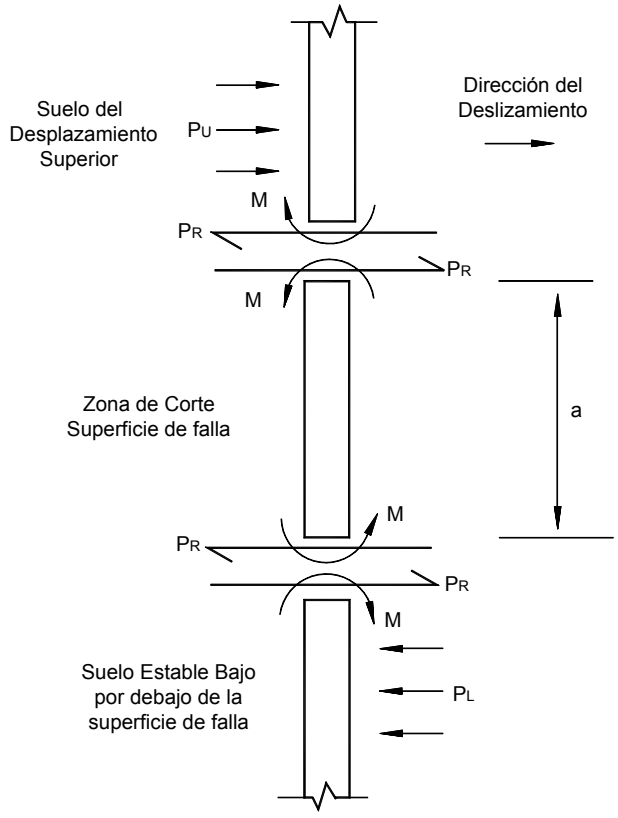


Figura 7.27 Uso de pilas para estabilizar deslizamientos (Cornforth, 2005).



Cargas en el Corte del Pilote

P_U	Carga suelo superior
P_L	Carga suelo inferior
M	Momento a Flexión
P_R	Fuerza Cortante
a	Grosor de la Zona de Corte de la Superficie de falla

Figura 7.28 Fuerzas y momentos que actúan sobre una pila de cortante en la zona de corte cerca a la superficie de falla (Cornforth, 2005).

Los valores de resistencia al cortante del suelo se pueden obtener por métodos de laboratorio; aunque en arcillas muy duras deben tenerse en cuenta las pérdidas de resistencia por fatiga con el tiempo. Algunos parámetros de resistencia de los suelos pueden estimarse de valores típicos, si no se tienen datos reales de ensayos.

Ecuación general de la interacción suelo-estructura para pilas cargadas lateralmente

Se generan unas fuerzas de cortante y momentos arriba y abajo del "sándwich" que se forma en la superficie de falla.

En la parte superior de la pila, la presión P_u no puede exceder el valor de la capacidad portante lateral del suelo del deslizamiento.

Esta capacidad puede determinarse realizando cálculos convencionales de capacidad de soporte para cimentaciones profundas. El momento máximo no puede superar el esfuerzo permisible para el concreto reforzado de la pila (Figuras 7.28 a 7.31).

El caso general es que la pila tiene que obtener una resistencia al cortante apoyándose en la capacidad de soporte lateral del suelo o roca o zona del empotramiento. Este problema matemático de interacción suelo-estructura fue resuelto por Hetenyi (1946).

$$EI\frac{d^4y}{dx^4}+Q\frac{d^2y}{dx^2}-p+W=0$$

Donde:

Q = carga axial sobre la pila (si existe)
x = longitud de coordenada
y = deflexión lateral de la pila en el punto x
p = reacción lateral del suelo por longitud
EI = rigidez de la pila
W = carga distribuida a lo largo de la pila

La solución de esta ecuación diferencial se puede realizar utilizando programas de computador como LPILE. Las curvas P-y varían con las propiedades del suelo, la profundidad y las condiciones de carga. Esos análisis son muy complejos de realizar en forma manual (Reese y Wang, 1997).

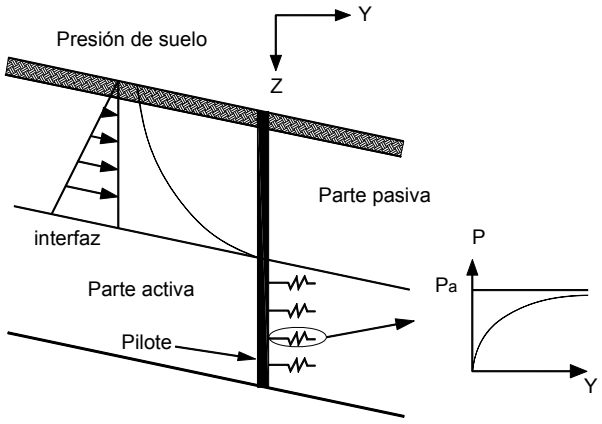


Figura 7.29 Pilote sujeto a esfuerzos en un deslizamiento.

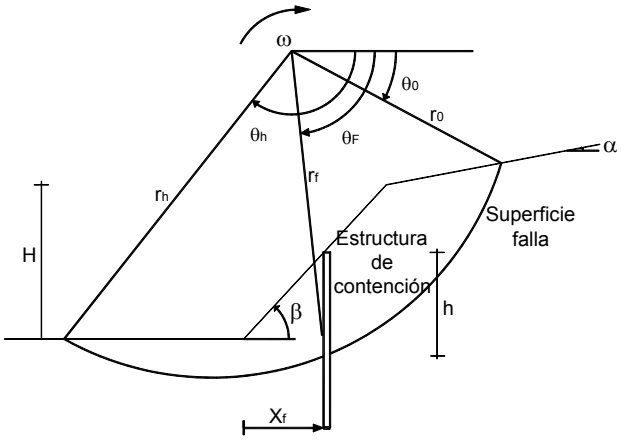


Figura 7.30 Análisis del efecto de una hilera de pilotes sobre el factor de seguridad del talud.

Se asume que los pilotes son estructuras esbeltas que se comportan en forma lineal elástica con un diámetro d. El comportamiento de una pila a esfuerzos laterales depende del módulo de elasticidad Ep, la inercia de la sección Ip y la longitud del pilote L. Las pilas individuales se modelan como vigas finitas, utilizando la teoría de elasticidad (Chow, 1996).

Los parámetros del suelo que se requieren son los siguientes (Chow, 1996) (Tabla 7.3):

- Rigidez o módulo de Young lateral (K_h)
- K_h depende del módulo de elasticidad E_s
- Presión máxima límite p_y
- Esta presión corresponde a la capacidad de soporte lateral del suelo
- Relación de Poisson ν_s

Esfuerzos laterales sobre los pilotes

Luego de que se especifican el diámetro, rigidez y longitud de los pilotes, se pueden obtener las cargas laterales, las cuales a su vez permiten diseñar estructuralmente el pilote.

Los coeficientes de resorte que se utilicen para el análisis esfuerzo-deformación deben corresponder al valor de k_2 realmente movilizado y no al k_2 límite. Sommer (1977) recomienda utilizar unos resortes suaves en la modelación en la parte posterior de los pilotes para el sector superior de los mismos, teniendo en cuenta que existe continuidad en la masa de suelo.

Si el suelo superior e inferior es similar arriba y abajo de la superficie de falla, los factores de resorte para el suelo superior deben tomarse como 1/20 a 1/40 de los valores utilizados para el suelo inferior.

El desarrollo de esfuerzos laterales sobre un pilote estabilizador es de forma trapezoidal, pero es común que esta distribución se convierta a una rectangular para facilitar los cálculos. La presión última desarrollada sobre un pilote debido al movimiento de un suelo cohesivo puede predecirse utilizando la ecuación recomendada por varios investigadores (Brinch Hanssen, 1961; Broms, 1965; De Beer, 1977; Viggiani, 1981):

$$P = k \ x \ C_u \ x \ d$$

Donde:
P = Presión lateral a lo largo del pilote
k = Factor de capacidad de soporte
Cu = Resistencia no drenada del suelo
d = Diámetro del pilote

Tabla 7.3 Propiedades que se requiere determinar para el análisis de pilotes en deslizamientos (Jeong y otros, 2003).

Material	Modelo	Propiedades
Suelo	Mohr-Coulomb	Peso unitario (kN/m³) Cohesión (kPa) Ángulo de fricción (°) Módulo de elasticidad (kPa) Relación de Poisson Coeficiente de presión de reposo, K_0
Pilote	Elástico isotrópico	Peso unitario (kN/m³) Módulo de elasticidad (kPa) Relación de Poisson Diámetro (m)
Interface		Módulo de elasticidad (kPa) Relación de Poisson Cohesión (kPa) Coeficiente de fricción

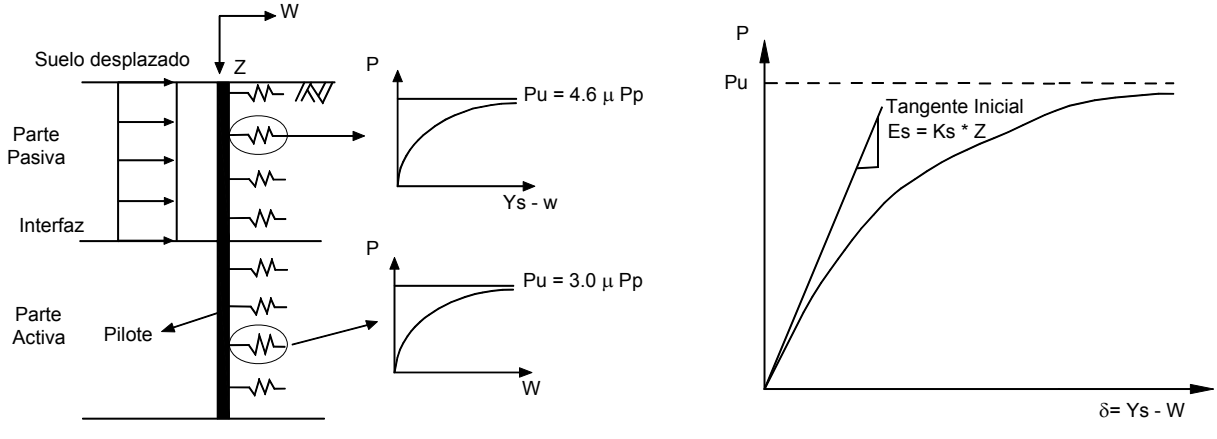


Figura 7.31 Modelación de un pilote en un deslizamiento utilizando resortes (Jeong y otros, 2003).

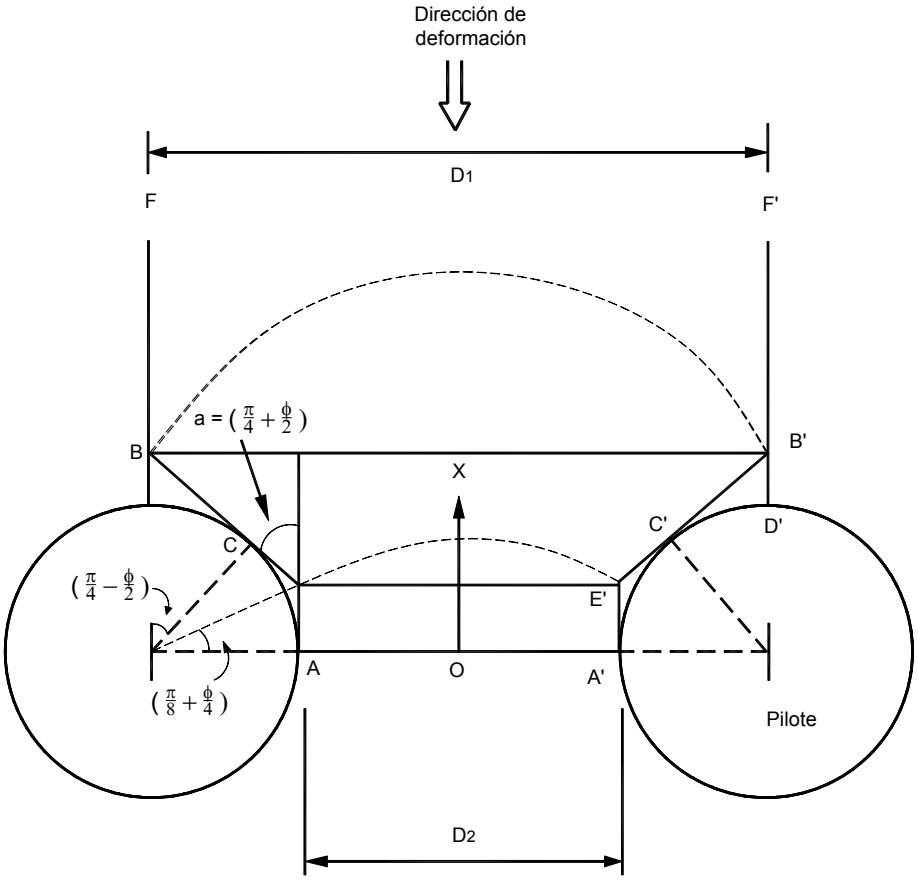


Figura 7.32 Deformación plástica del suelo alrededor de una pila o pilote en un deslizamiento (Ito y Matsui, 1975).

Debe tenerse en cuenta que los valores de k arriba y abajo de la superficie de falla son diferentes (k1 y k2). Los valores de k son los valores límite y se requiere una movilización relativa importante del pilote para que se obtenga el valor de k.

En la mayoría de los casos reales los valores de k movilizados son menores que los reportados (Ergun, 2000). Especialmente en arcillas duras los valores de k límite, no son movilizados. Este factor también depende de la profundidad de penetración del pilote en el suelo por debajo de la superficie de falla y la relación de resistencias no drenadas de los suelos superiores o inferiores.

La fuerza total lateral requerida para aumentar el factor de seguridad de un talud en un determinado valor puede ser evaluado mediante técnicas de retro análisis. Para taludes fallados los factores de seguridad deben aumentarse de 1.0 a 1.1, es decir, que los pilotes deben aportar aproximadamente el 10% de la resistencia a lo largo de la superficie de falla. Este análisis puede desarrollarse utilizando programas de software de estabilidad de taludes.

Generalmente, las deflexiones no son determinantes en el diseño al nivel de carga de trabajo, aunque las deflexiones pueden ser importantes para carga última.

Para calcular la presión sobre los pilotes se utiliza la teoría desarrollada por Ito y Matsui (1975), la cual se esquematiza en la figura 7.32. Esta teoría se basa en las siguientes suposiciones (Hassiotis y otros, 1997):

- Cuando la capa de suelo se deforma, se presentan dos superficies en movimiento AEB y A´, B´ y E´, las cuales forman un ángulo de $\left[(\pi/4)+(\varphi/2)\right]$ con el eje x.

- El suelo está en estado de equilibrio plástico solamente en el área AEBB´E´A´, donde se aplica el criterio de Morh-Coulomb.
- La presión de tierras activa actúa sobre la línea AA´.
- Existen condiciones de deformaciones planas con respecto a la profundidad.
- Las pilas o pilotes son rígidos
- Las fuerzas de fricción sobre las superficies AEB y A´E´B´ no se tienen en cuenta cuando se considera la distribución de presiones en el suelo AEBB´E´A´.

Procedimiento de Diseño

Factores a tener en cuenta

El procedimiento de diseño de la estabilización de un talud utilizando pilotes, requiere considerar varios factores entre los cuales se encuentran:

- Uso que van a tener los pilotes en forma individual, en grupo o combinados con otra estructura (figura 7.33).
- Determinar la localización más eficiente para colocar los pilotes dentro del talud.
- Análisis del desarrollo de presiones activas por encima de la superficie de falla y pasivas por debajo de ésta.
- Determinación de la profundidad de empotramiento por debajo de la superficie de falla.
- Determinación del diámetro de los pilotes.
- Determinación del espaciamiento y la reducción por acción de grupo.
- Determinación de la capacidad estructural de cada pilote y diseño de cada pilote.

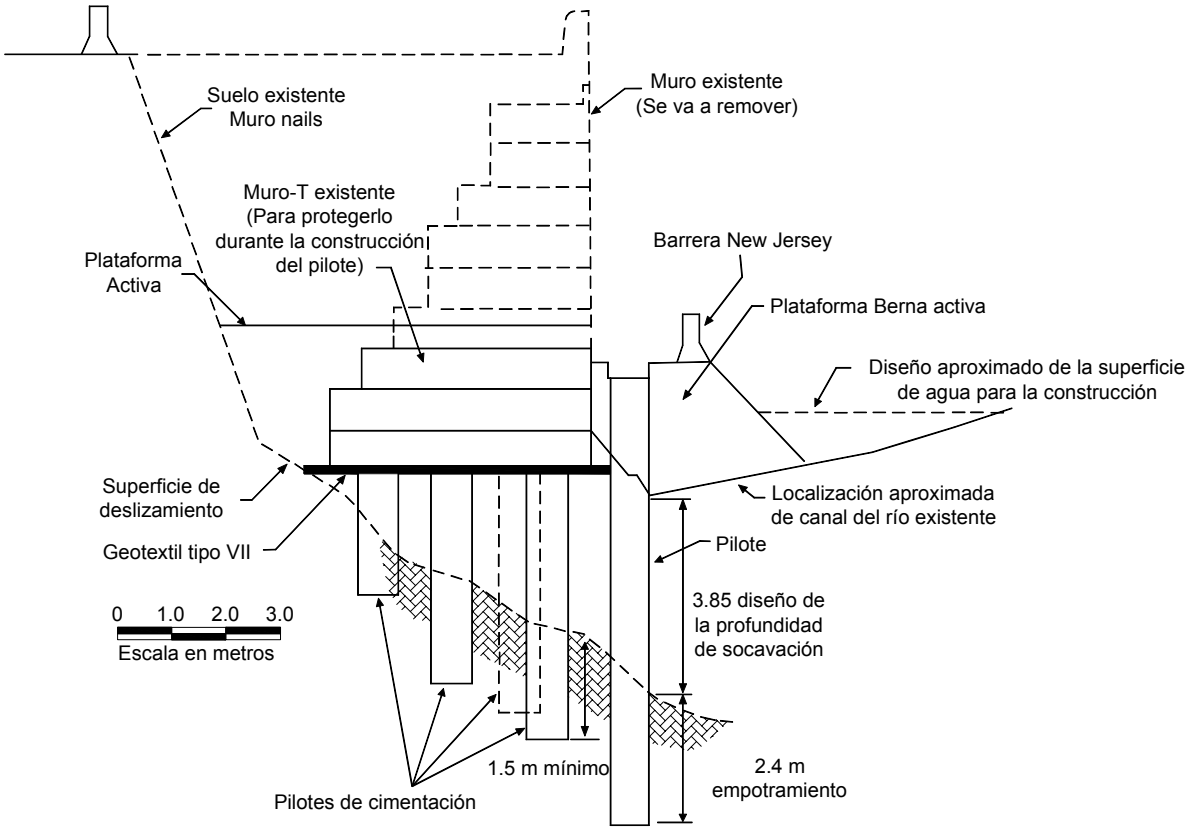


Figura 7.33 Sistema combinado de pilotes con estructura de contención (Anderson y Williams, 2002).

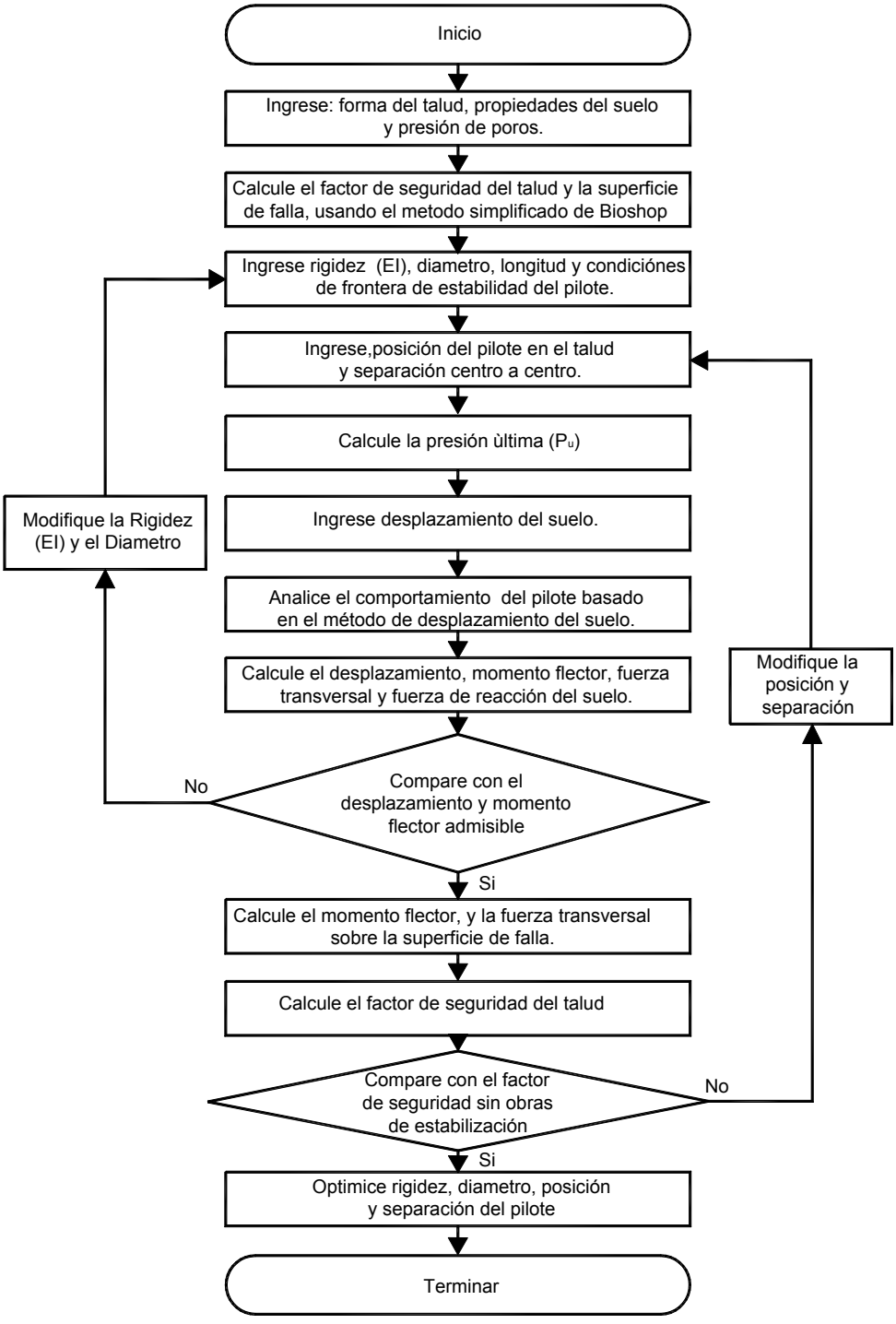


Figura 7.34 Diagrama de flujo de un programa de computador para el diseño de una estabilización de deslizamiento utilizando pilotes (Jeong y otros, 2003).

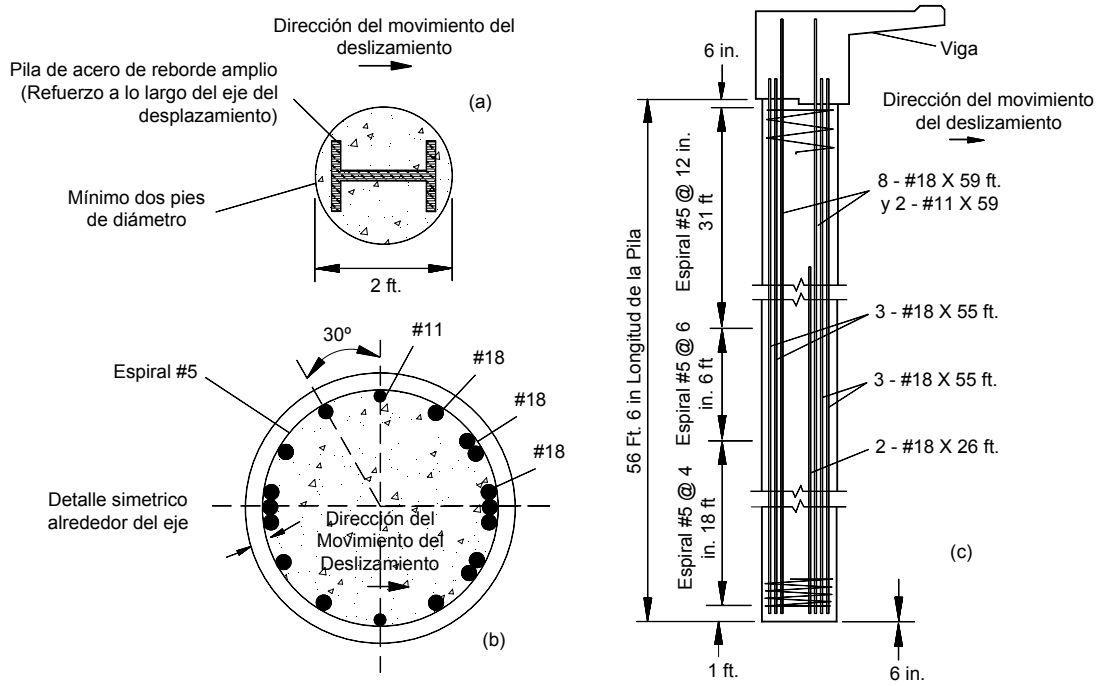


Figura 7.35 Ejemplo de diseño estructural de pilotes o pilas de cortante (Cornforth, 2005).

- Determinación de la contribución de los pilotes a la estabilidad del talud y análisis del talud estabilizado.

El diseño de los pilotes supone la ocurrencia de presiones de tierra activas sobre el pilote arriba de la superficie de falla y de reacción o pasivas por debajo de esta. Internamente los pilotes se diseñan a flexión y a cortante (Roman y otros, 1996).

Para determinar el espaciamiento entre pilotes y su longitud de empotramiento dentro del suelo quieto, se deben cumplir las siguientes condiciones:

- La presión lateral sobre el pilote debe ser menor que su capacidad de soporte bajo cargas horizontales.

- El suelo entre pilotes no debe ser extruido.

Etapas del diseño

El procedimiento de diseño de la estabilización de un deslizamiento utilizando pilas se presenta en la tabla 7.4. Se recomienda un proceso iterativo de ensayo y error para el diseño de estabilización con pilotes, de acuerdo a los pasos que se indican a continuación:

Tabla 7.4 Procedimiento para el diseño de estabilización de taludes utilizando pilas o pilotes (Modificado de Viggiani 1981; Poulos, 1995, Ergun, 2000).

Paso 1	**Determinar la Viabilidad del Uso de Pilas o Pilotes** Analizar las restricciones de derecho de vía, materiales, equipos, estructuras existentes, aspectos ambientales, estética, sensitividad, movimientos de tierra, costos, etc.
Paso 2	**Información Geotécnica del Deslizamiento o el Talud** Topografía, extensión lateral, perfil de suelo, niveles freáticos, parámetros para el análisis, superficie de falla, sismicidad, etc. Asegúrese que la topografía del deslizamiento y la profundidad de la superficie de falla real o esperada, y las condiciones de nivel freático se conocen en forma clara y precisa.

Paso 3	**Evaluar el Factor de Seguridad del Talud Existente** Calcular el factor de seguridad utilizando un software de equilibrio límite. Realice un cálculo de estabilidad de taludes convencional sin pilotes y ajuste las condiciones en tal forma que el modelo sea lo más cercano posible a la realidad. Se diseña para el factor de seguridad mínimo.
Paso 4	**Determinar la Fuerza Adicional Requerida para Estabilizar el Talud** Comparando el factor de seguridad actual con el factor de seguridad de diseño, calcular la fuerza adicional requerida. Se realiza utilizando programas convencionales de estabilidad de taludes. Para el análisis se supone un solo pilote vertical, y se realizan análisis para varias localizaciones de ese pilote.
Paso 5	**Seleccionar el Tipo, Sección y Empotramiento del Pilote** Estime la fuerza máxima que puede proveer cada pilote para contrarrestar las fuerzas del deslizamiento. Seleccione los coeficientes de resorte tanto para la parte baja estable del suelo como para la parte superior. Como en la mayoría de los casos se construyen vigas para conectar las cabezas de los pilotes, se puede asumir que no existe rotación del pilote. La solución del pilote se realiza mediante un análisis p – y para una rigidez (EI) del pilote. Decida la reacción rectangular sobre los pilotes en la parte superior de e inferior. Los valores del caso 1 (coeficiente de reacción) varían de 2.0 a 4.0, de acuerdo a la dureza de los suelos. Este análisis se recomienda realizarlo con un programa de software como LPILE.
Paso 6	**Seleccionar Reducción por Efecto de Grupo** Seleccione un coeficiente de reducción para la hilera de pilotes, teniendo en cuenta el efecto de grupo.
Paso 7	**Calcular Cortantes y Momentos** Calcule los cortantes definitivos y momentos en las pilas utilizando un programa de computador y considerando el efecto de grupo. Localice los pilotes preferiblemente en el sector central del cuerpo del deslizamiento. Ahora puede determinar los valores de cortante y desplazamiento a lo largo del pilote. Compare estos con los valores permisibles. Chequee las distribuciones de presiones, tanto para la parte baja como para la parte alta de los pilotes. Compare la reacción entre resorte de suelo con las expresiones últimas pasivas. Reemplace si se requiere los resortes. Tenga en cuenta que los valores de k2, son menores que los valores máximos reportados en la literatura (5.6 a 8.0). Si las cargas sobre los pilotes son excesivas, cambie el diámetro y/o el espaciamiento entre los pilotes. Hagan nuevos ensayos después de realizar los cambios anteriores
Paso 8	**Chequear el Flujo de Suelo entre Pilotes** Se debe evaluar que no ocurra flujo plástico entre micropilotes. Esto se puede analizar utilizando hojas de cálculo o programas de software.
Paso 9	**Calcular el Nuevo Factor de Seguridad** Introduzca la fuerza de cortante calculada en la superficie de falla o la máxima capacidad de resistencia permisible de la sección de pilotes en un análisis de estabilidad de taludes y obtenga el incremento del factor de seguridad en el modelo.
Paso 10	**Calcular el Refuerzo Interno de los Pilotes** Calcule el refuerzo de acero que requieren las pilas o pilotes.
Paso 11	**Diseñar la Estructura del Cabezote de los Pilotes** Se diseña la estructura superficial que une el grupo de pilotes.

REFERENCIAS CAPÍTULO 7

Anderson S. A., Williams J. L. (2002). "Road Stabilization, Reconstruction, and Maintenance with a Combined Mechanically Stabilized Earth and Secant Pile Wall Zion National Park, Utah". Transportation Research Record 1808. Paper No. 02-4026.

Ausilio E, Conte E., Dente G. (2001). "Stability analysis of slopes reinforced with piles". Computers and Geotechnics 28 p. 591–611.

Bica, A. V. D., Clayton, C. R. I. (2002). "Discussion: An experimental study of the behaviour of embedded lengths of cantilever Walls". Geotechnique 52, No. 2, p. 145–147

Brandl H. (1996). "Stabilization of multiple progressive slope failures". Proceedings of the Seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp.1661-1666.

Brinch, Hanssen, J. (1961). "The Ultimate Resistance of Rigid Piles against Tranversal Forces". Bulletin of the Danish Geotechnical Intitute. No 2

Broms, B.B. (1965). "Design of Laterally Loaded Piles". Journal Soil Mechanics and Foundations Div., ASCE, Vol. 91, No. SM3, pp. 79-99.

Cai F, Ugai K. (2000) "Numerical analysis of the stability of a slope reinforced with piles. Soils and Foundations". ;40(1):73–84.

Cai F., Ugai K. (2003). "Response of flexible piles under laterally linear movement of the sliding layer in landslides". Canadian Geotechnical Journal. 40: p. 46–53

Chen C.Y., Martin G.R. (2002). "Soil–structure interaction for landslide stabilizing piles". Computers and Geotechnics 29 p. 363–386

Chen, L.T., Poulos, H.G. (1997). "Piles subjected to lateral soil movements". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 123(9): p. 802–811.

Chow, Y.K. (1996). "Analysis of piles used for slope stabilization". International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. 20:p. 635–646.

Cornforth. D.H., (2005), "Landslides in Practice", Investigations, Analisis, and Remedial/Preventative Opcions In Soil.Jhon Wiley and Sons inc. 596 p.

Das, B.M. (2001). "Principios de Ingeniería de Cimentaciones". Ciencias Thomson. Cuarta edición.

De Beer E, Wallays M. (1970) ""Stabilization of a slope in schist by means of bored piles reinforced with steel Beams". In: Proc. 2th International Congress on Rock Mechanics, Beograd, 1970. p. 361–9.

De Beer, E. (1977). "Piles Subjected to Static Lateral Loads", ASCE Journal of the SMFE, Speciality Session 10, Tokyo.

Department of the Navy. (1982). "Naval facilities engineering command". Foundations and earth structures. Design manual 7.2.

Ergun M.U. (2000). "Stabilization of landslides using piles". 8th International symposium on landslides, Cardiff, pp 513-518.

Fuchsberger M., Mauerhofer G. (1996). "Slip at a major cut for a motorway in the Austrian Alps-A case history of its cause and its stabilization". Proceedings of the Seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp.1687-1692.

Fukokua, M,. (1977). "The Effects Horizontal Loads on Piles Due Landslides". Proceeding, Speciality Session 10, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Japan, pp. 27-42.

Gaba A. R., Simpson B., Beadman D. R., Ove Arup, Powrie W., (2003). "Embedded retaining walls: guidance for economic design". Proceedings of the Institution of Civil Engineers Geotechnical Engineering 156 January Issue 1 Paper 13058 p. 13–15

Hassiotis S, Chameau JL, Gunaratne M. (1997). "Design method for stabilization of slopes with piles". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE ;123(4): p 314–23.

Hetenyi, M. (1946). "Beams on Elastic Foundation". University of Michigan Press, Ann Arbor.

Ito T. Matsui T. (1975). "Methods to estimate lateral force acting on satabilizing piles". Soils and Foundations V15 p 43-59.

Jeong S, Kim B, Won J, Lee J.(2003). "Uncoupled analysis of stabilizing piles in weathered slopes". Comput Geotech ;30: p. 671–82.

King G. J. W. (1995). "Analysis of cantilever sheet-pile walls in cohesionless soil". Journal of Geotechnical Engineerin, September, p. 629.

Nalcakan, M.S., (1999). "Stabilization of Lanslides by Piles In Cohesive Soils With Special Reference to Group Action Reduction", Middle Eastechnical University, Ph.D. Thesis

Nethero, M.F. (1982). "Slide Control by Drilled Pier Walls", Application of Walls to Landslide Control Problems, Proceedings ASCE National Convention, Las Vegas, Nevada, April 29 1982, pp 61-76.

Pachakis M, Anagnostopoulos A.G., Tsiambaos G., (1997). "Landslides stabilization by large diameter piles". Proceeding International Symposium on Engineering Geology and the environment. Athens, pp937-942.

Popescu, M.E., (1971). "Landslide Control by Means of Piles", Slope Stability Engineering, Thomas Telford, pp. 389 – 394, London VA, Vol. 2, pp. 1318-1322.

Reese, L.C., Wang, S.T. (1997). "Computer Program LPILE Plus", Version 3.0 A Program for the Analysis of Piles and Drilled Shafts under Lateral Loads". Written for Ensoft, Inc., Austin, Texas, 232 pp.

Richards, D. J., Clark, J., Powrie, W. (2006). "Installation effects of a bored pile wall in overconsolidated clay". Geotechnique 56, No. 6, p. 411–425.

Roman F., Cacuci D. (1996). "Stability analysis and strenghening solutions of sliding slopess". Proceedings of the seventh International Symposium on landslides. Trondheim, pp1783-1785.

Snedker, E.A. (1985). "The Stabilization of a Landslipped Area to Incorporate a Highway by Use of a System of Bored Piles".

Sommer, H. (1977). "Creeping Slope in a Stiff Clay". Proceeding 9th I.C.S.M.F.

Terzaghi K. (1943). "Theoretical soil mechanics". New York, NY: John Wiley & Sons,

US Army Corps of Engineers (1996). "Design of Sheet Pile Walls". Technical Engineering and design guides No. 15. American Society of Civil Engineers. Pp. 68

Virggiani, C. (1981). "Ultimate Lateral Load on Piles Used to Stabilize Landslides". Proc. 10th Int. Conf. Soil Mechs. Found. Eng., Stockhom, Vol 3, pp 555-560.

Wang WL, Yen BC (1974). "Soil arching in slope". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE 100(No. GT1):p. 61–78.

Winter, H., Schwarz, W. Gudehus, G. (1983). "Stabilization of clay slopes by piles", In: Proc., 8th Eur. Conf. On Soil Mech. and Found. Eng., 2, p. 545.

Yamagami, T.; otros, (1992). "A Simplfied Estimation of the Stabilizing Effect of Piles in a Landslide Slope Applying the Janbu Method", pp. 613-618.

Capítulo 8

Conformación de la Superficie del Talud

Fotografía 8.1 Conformación de los taludes de una vía. En el talud izquierdo el suelo es húmedo y se realizó un terraceo intermedio. En el talud derecho el suelo es seco y se cortó un talud de mayor pendiente.

En el presente capítulo se explican algunos procedimientos y criterios para la conformación de la superficie de los taludes. La conformación es una de las técnicas más utilizadas para garantizar la estabilidad de un talud especialmente en carreteras. La conformación de un talud puede incluir los siguientes procedimientos:

- Tender el talud para disminuir la pendiente
- Darle forma a la superficie del talud incluyendo pendientes, bermas, curvatura, etc. (Figura 8.1).
- Construir bermas o gradas para generar varios niveles de talud.
- Remover material de la parte alta del talud para reducir la altura del talud.

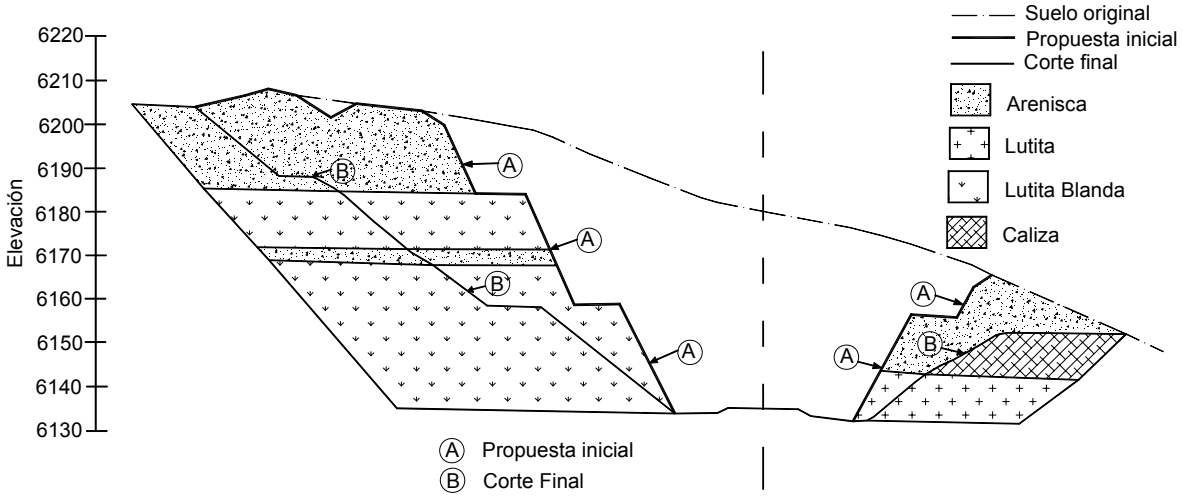


Figura 8.1 La conformación de un talud requiere de un análisis para determinar las pendientes, terraceos etc.

- Construir bermas en relleno en el pie del talud.

- Muros y obras de control geotécnico que se requieran para garantizar la estabilidad del talud.

- Manejo de las aguas de escorrentía incluyendo cunetas, torrenteras y estructuras de entrega de las aguas recolectadas.

- Protección de la superficie del terreno mediante vegetación o recubrimientos.

Criterios para la Conformación de un Talud

La forma del talud debe garantizar:

- Un equilibrio de masas o de volúmenes de talud que garantice un factor de seguridad suficiente de acuerdo a los criterios requeridos de estabilidad.

- Velocidad baja de la escorrentía para que la fuerza tractiva del agua en movimiento no sea capaz de generar erosión de los suelos superficiales.

Ventajas y Limitaciones

La técnica de conformación del terreno es muy utilizada, especialmente en carreteras, debido a su bajo costo y a la disponibilidad de equipos como retroexcavadoras y buldózeres.

Una de las principales ventajas de la conformación del terreno es la facilidad de realización y la existencia de personal calificado y equipos para su realización. En deslizamientos de doble o triple cuña al excavar los suelos de la cuña superior se reducen en forma importante las fuerzas que producen el movimiento.

En deslizamientos de mayor magnitud, donde se requiere adquirir grandes áreas de terreno y los movimientos de tierra son de grandes volúmenes, es posible que no sea viable económicamente realizar la conformación del talud para su estabilización.

En otros casos, hay restricciones tales como carreteras superiores, viviendas u obras de infraestructura. En deslizamientos de traslación puede ocurrir que al remover suelo, se disminuya la resistencia total a la fricción y como consecuencia la estabilidad del talud.

ABATIMIENTO DE LA PENDIENTE

El abatimiento o disminución de la pendiente de los taludes es uno de los métodos más utilizados para mejorar su estabilidad y en ocasiones es la primera opción a considerar. Al igual que con otros métodos, éste no es de uso universal y su efectividad puede variar de un sitio a otro. El abatimiento de la pendiente puede ser efectivo en deslizamientos rotacionales, pero generalmente tiene muy poco efecto o puede tener un efecto negativo en deslizamientos de traslación.

Al disminuir la pendiente del talud, se disminuyen las fuerzas actuantes y adicionalmente el círculo crítico de falla se hace más largo y más profundo aumentándose en esta forma el factor de seguridad. El abatimiento se puede lograr por corte o por relleno (Figura 8.2). Al disminuir la pendiente del talud debe analizarse si al bajar la pendiente no se está facilitando la activación o reactivación de fallas profundas. En todos los casos es conveniente la realización de análisis de estabilidad para determinar los efectos reales de la disminución de la pendiente.

El abatimiento de la pendiente del talud es económicamente posible en taludes de poca altura, pero no ocurre lo mismo en taludes de gran altura, debido al aumento exagerado del volumen de tierra de corte con el aumento de la altura.

El abatimiento por relleno en ocasiones no es posible por falta de espacio en el pie del talud, o por el costo y dificultad para obtener el permiso de los propietarios para la colocación de los rellenos o la ejecución de los cortes.

El mecanismo de abatimiento de talud utilizando relleno puede presentar dificultades e incluso producir inestabilidad cuando los rellenos se colocan sobre suelos blandos o de baja resistencia. Igualmente, en el proceso de colocación de los rellenos se pueden producir condiciones no drenadas en suelos saturados, disminuyéndose en forma apreciable la resistencia momentánea del talud (Figuras 8.3 y 8.4). Para los abatimientos de pendiente en relleno así como para la construcción de contrapesos, se deben preferir los materiales granulares gruesos de drenaje libre, pero puede utilizarse otro tipo de material de buena calidad previa colocación de un colchón u otro sistema de subdrenaje. Los suelos orgánicos, suelos limosos y los suelos dispersivos no se recomiendan.

Determinación de la Pendiente Estable

Para el diseño de la pendiente del talud se debe analizar a detalle las condiciones de litología, estructura y meteorización de los materiales constitutivos del talud.

El suelo y la roca son materiales extremadamente complicados y heterogéneos, y tienden a deteriorarse con el tiempo. Los suelos residuales, por la presencia de discontinuidades estructurales, son especialmente difíciles de manejar.

Para decidir el valor de la pendiente y la forma de talud se debe realizar un juicio integral, analizando la influencia de todos los factores. En este estudio se puede requerir realizar ensayos de laboratorio y análisis de estabilidad utilizando modelamientos matemáticos y físicos.

Para determinar la pendiente que garantice la estabilidad de un talud pueden utilizarse varios procedimientos:

- Determinación de la pendiente de acuerdo al ángulo de fricción interna del material. Generalmente, se especifica una pendiente entre 2/3ϕ' a 3/4ϕ'. La pendiente no debe ser superior a ϕ', a menos que la cohesión sea suficiente para garantizar ese ángulo.

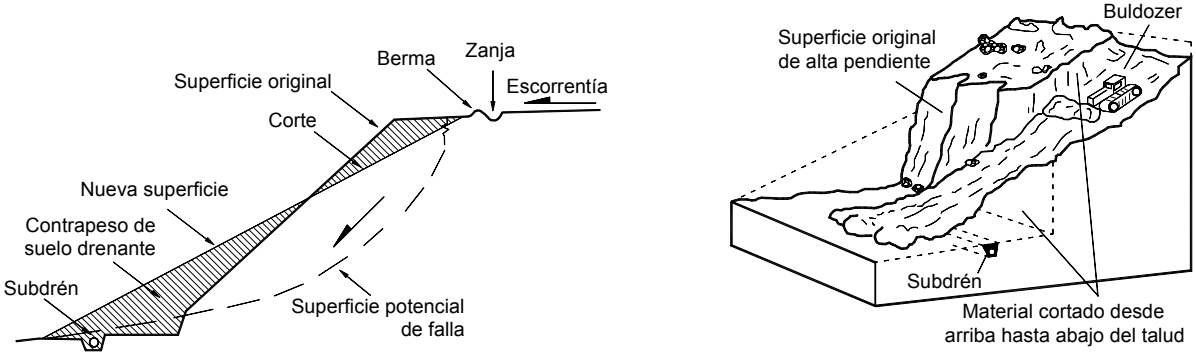


Figura 8.2 Abatimiento de la pendiente utilizando corte y relleno.

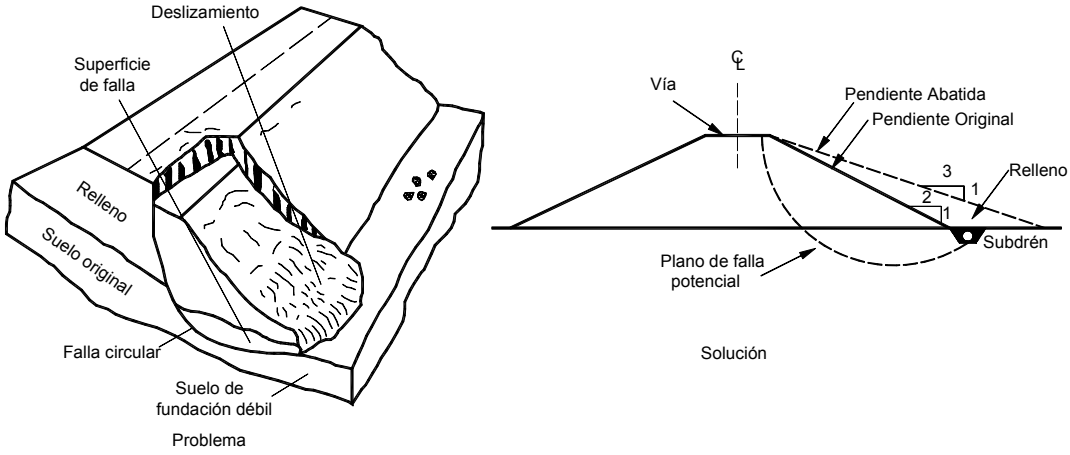


Figura 8.3 Estabilización de un deslizamiento rotacional en el talud de una vía, disminuyendo la pendiente por medio de un terraplén.

- Determinar la pendiente mediante un análisis de equilibrio límite del talud, en tal forma que se cumpla con un factor de seguridad determinado.

  El cálculo de factores de seguridad utilizando modelos matemáticos determinísticos como los de Fellenius, Bishop, Janbu o tantos otros es una práctica de ingeniería muy utilizada; sin embargo, no siempre se dispone de información geotécnica suficiente y se puede requerir utilizar criterios empíricos generales.

- Utilizar una pendiente típica de acuerdo a las características del material del talud. Existe gran cantidad de tablas en la literatura geotécnica, las cuales pueden utilizarse con las limitaciones propias de una tabla elaborada con materiales diferentes a los del sitio.

  El uso de sistemas semi-empíricos requiere de mucho cuidado, especialmente si la experiencia no proviene de taludes en las mismas condiciones topográficas, climáticas y geotécnicas. Por ejemplo, para cortes y terraplenes en carreteras se utilizan tablas similares a las que se presentan en las tablas 8.1 y 8.2.

Taludes de pendiente combinada

En la mayoría de los casos la resistencia y calidad de los materiales varía de acuerdo a la profundidad de la excavación y se requiere tener en cuenta estas diferencias para definir la pendiente. La solución más utilizada es la construcción de pendientes combinadas de acuerdo a las características del material (Figura 8.5).

En la mayoría de los casos, se requiere que las pendientes sean menores en la parte superior o cabeza del talud donde los materiales se encuentran más descompuestos o son menos resistentes.

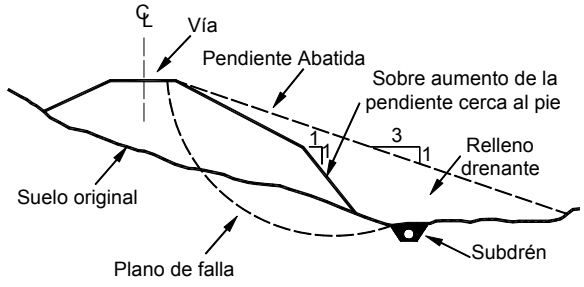


Figura 8.4 El abatimiento utilizando terraplén es muy similar a la colocación de un contrapeso en el pie del movimiento.

Tabla 8.1 Pendientes típicas para taludes en cortes (Departamento de Carreteras del Japón).

Material	Propiedades	Altura del Corte	Pendiente Sugerida
Roca dura			0.3H:1V a 0.8H:1V
Roca blanda			0.5H:1V a 1.2H:1V
Arena	Poco densa		1.5H:1V a 2H: 1V
Suelo arenoso	Denso	Menos de 5	0.8H:1V a 1H:1V
		5 a 10	1H:1V a 1.2H:1V
	Poco denso	Menos de 5	1H:1V a 1.2H:1V
		5 a 10	1.2H:1V a 1.5H:1V
Mezcla de arena con grava o masas de roca	Densa	Menos de 10	0.8H:1V a 1H:1V
		10 a 15	1H:1V a 1.2H:1V
	Poco densa	Menos de 10	1H:1V a 1.2H:1V
		10 a 15	1.2H:1V a 1.5H:1V
Suelos cohesivos		0 a 10	0.8H:1V a 1.2H:1V
Suelos cohesivos mezclados con masa de roca o bloques.		Menos de 5	1H:1V a 1.2H:1V
		5 a 10	1.2H:1V a 1.5H:1V

Pendientes y Alturas de Taludes en Ambientes Tropicales

El diseño de cortes en los países tropicales es muy complejo por las dificultades para caracterizar las propiedades de las rocas meteorizadas y los suelos residuales. En zonas tropicales, la pendiente del talud depende de los niveles de meteorización y la fracturación. Es difícil cuantificar la influencia de las estructuras heredadas y de la depositación de sesquióxidos (Óxidos de hierro y aluminio) en la subsuperficie del talud. Igualmente las tensiones negativas relacionadas con la humedad representan un aporte importante a la estabilidad de los suelos no saturados.

Se han realizado investigaciones sobre los suelos tropicales, las cuales deben tenerse en cuenta (Anon, 1971; Ayetey, 1988, 1991; Deere y Patton, 1971; Brand, 1982; Ho y Fredlund, 1982; Paige-Green, 1984; Bacciarelli and Hearn, 1990).

El problema no puede reducirse a determinar los parámetros c y ϕ . Tsidzi (1997) propone unas pendientes de acuerdo al estado de la roca, las cuales se presentan en la tabla 8.3 y la figura 8.6. Como puede observarse, los taludes hasta de 8.0 m de altura permiten pendientes relativamente fuertes si la meteorización no es excesiva.

Tabla 8.2 Pendientes típicas para taludes en terraplenes (Departamento de Carreteras del Japón).

Material	Altura	Pendiente Sugerida
Arena o grava de buena calidad SW, GM, GC, GW, GP	Menos de 5	1.5H:1V a 1.8H:1V
	5 a15	1.8H:1V a 2H:1V
Arena de mala calidad SP	Menos de 10	1.8H:1V a 2H:1V
Material rocoso	Menos de 10	1.5H:1V a 1.8H:1V
	10 a 20	1.8H:1V a 2H:1V
Suelos arcillosos de buena calidad	Menos de 5	1.5H:1V a 1.8H:1V
	5 a 10	1.8H:1V a 2H:1V
Suelos arcillosos blandos	Menos de 5	1.8H:1V a 2H:1V

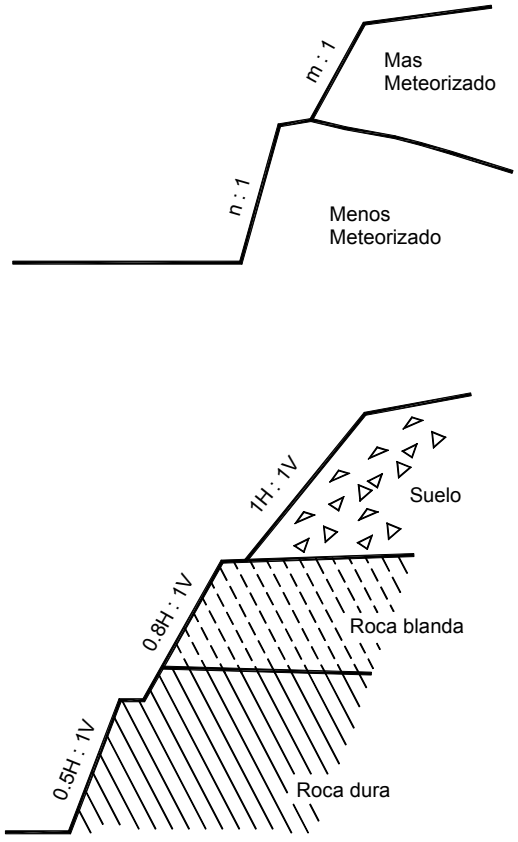


Figura 8.5 Pendientes variables para taludes en suelos residuales.

Remoción de la Totalidad del Material Inestable

La remoción de la totalidad del material inestable en ocasiones puede ser la mejor alternativa de estabilización, si el corte de los materiales inestables no ocasiona modificaciones en la estabilidad de las áreas circunvecinas.

Cuando los deslizamientos son poco profundos este método podría ser económico y eficiente. En todos los casos, se debe analizar los efectos de la excavación sobre el drenaje y sobre la inestabilidad de otras áreas.

Remoción de Materiales de la Cabeza del Deslizamiento o Talud

El descargue o remoción es una técnica para reducir las fuerzas actuantes dentro de la masa deslizada. Generalmente, se excava en la cabeza del deslizamiento, debido a que la parte superior del deslizamiento es la que aporta una mayor fuerza actuante sobre la masa inestable (Figura 8.7).

La construcción de terrazas en la parte alta de un deslizamiento de rotación tiende a reducir el momento actuante y controlar el movimiento. El efecto es disminuir las fuerzas actuantes en la zona más crítica para la generación de momentos desestabilizantes.

Tabla 8.3 Pendientes típicas para taludes en materiales tropicales (Tsidzi, 1997).

Unidad	Litología	Altura del Talud (metros)	Inclinación del Talud H:V (grados)	Método de Excavación
1	Roca competente o ligeramente meteorizada sin discontinuidades desfavorables. RQD > 75%	11 +/- 6	1/6:1 (73°+/- 12°)	Explosivos
2	Lateritas, y suelos re-cementados por oxidación.	4 +/- 1	1/6:1 (78° +/- 6°)	Raspado “Ripping”
3	Saprolitos, moderadamente meteorizados con algunas discontinuidades desfavorables. RQD 45 a 75%	9 +/- 3	1/3:1 (67° +/- 6°)	Raspado con uso ocasional de explosivos
4	Saprolitos, moderadamente a muy meteorizados. RQD < 45%	10 +/- 5	1:1 (48° +/- 12°)	Raspado

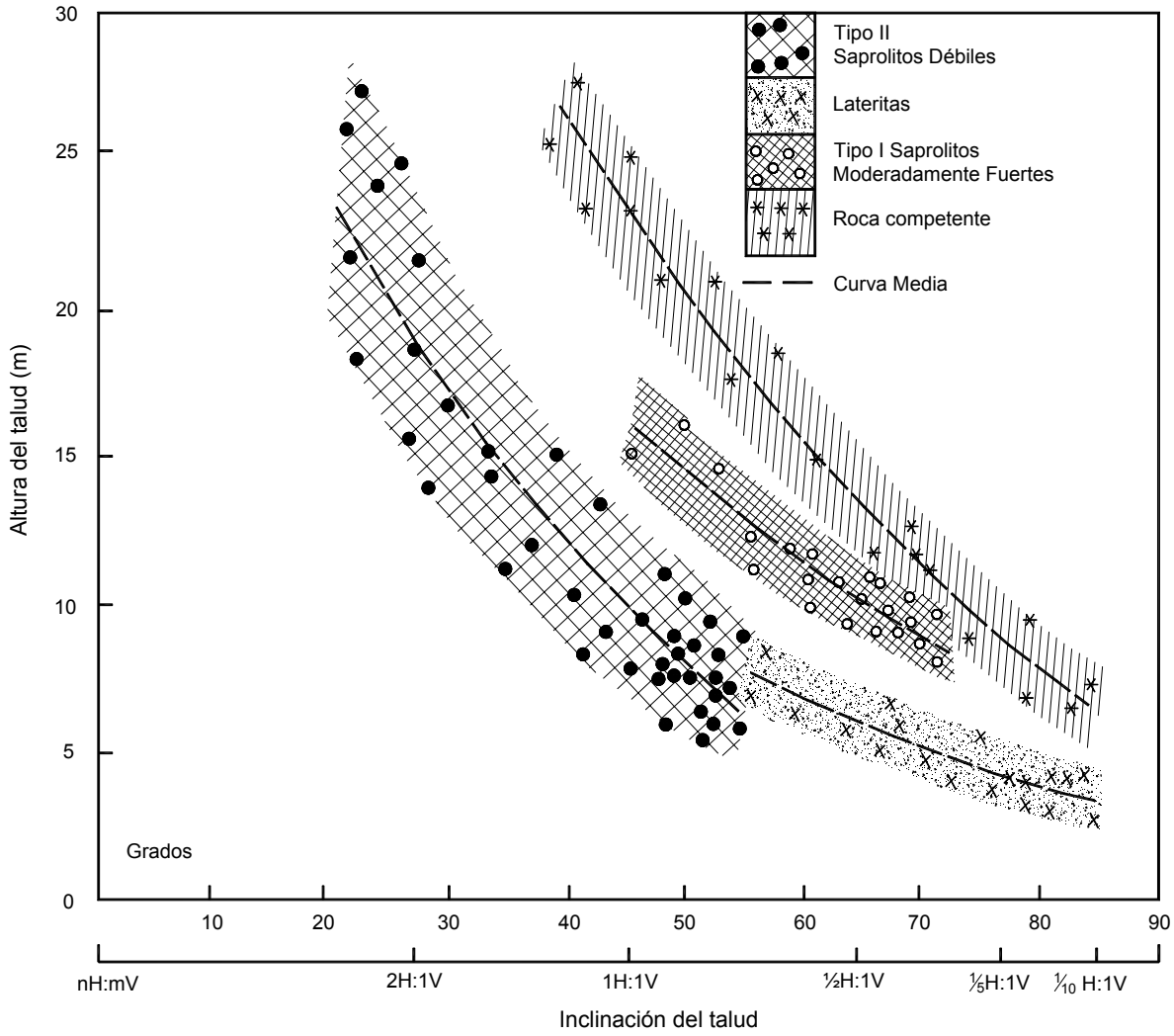


Figura 8.6 Pendientes de taludes en zonas tropicales (Tsidzi, 1997).

En esta forma el círculo crítico de falla se hace más profundo y más largo, aumentándose el factor de seguridad. La remoción de una suficiente cantidad de materiales en la parte superior del talud disminuye las fuerzas actuantes y puede resultar en un equilibrio de fuerzas que mejore la estabilidad del talud.

En la práctica la remoción de materiales es muy útil en fallas activas. Este método generalmente se aplica a fallas existentes y es muy eficiente en deslizamiento de tamaño mediano a pequeño. Esta técnica es muy eficiente en deslizamientos de doble o triple cuña, como se puede observar en la figura 8.8.

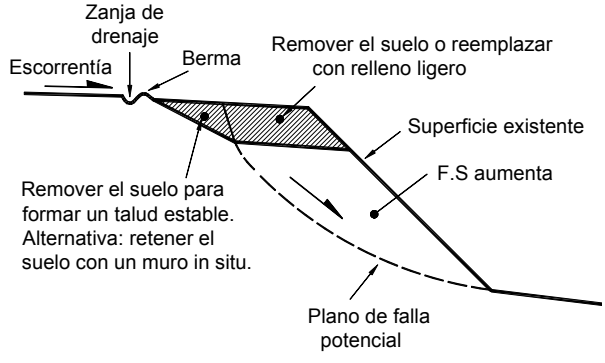


Figura 8.7 Diagrama conceptual del efecto de la remoción de materiales de la cabeza de un talud.

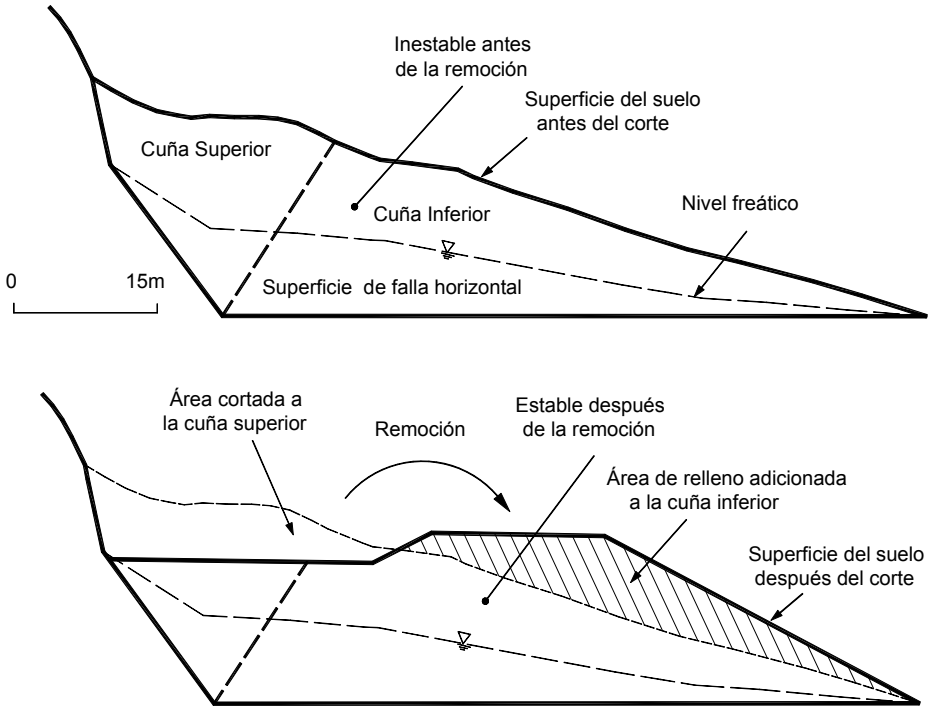


Figura 8.8 Estabilización de un deslizamiento de doble cuña removiendo material de la parte superior del movimiento (Cornforth, 2005).

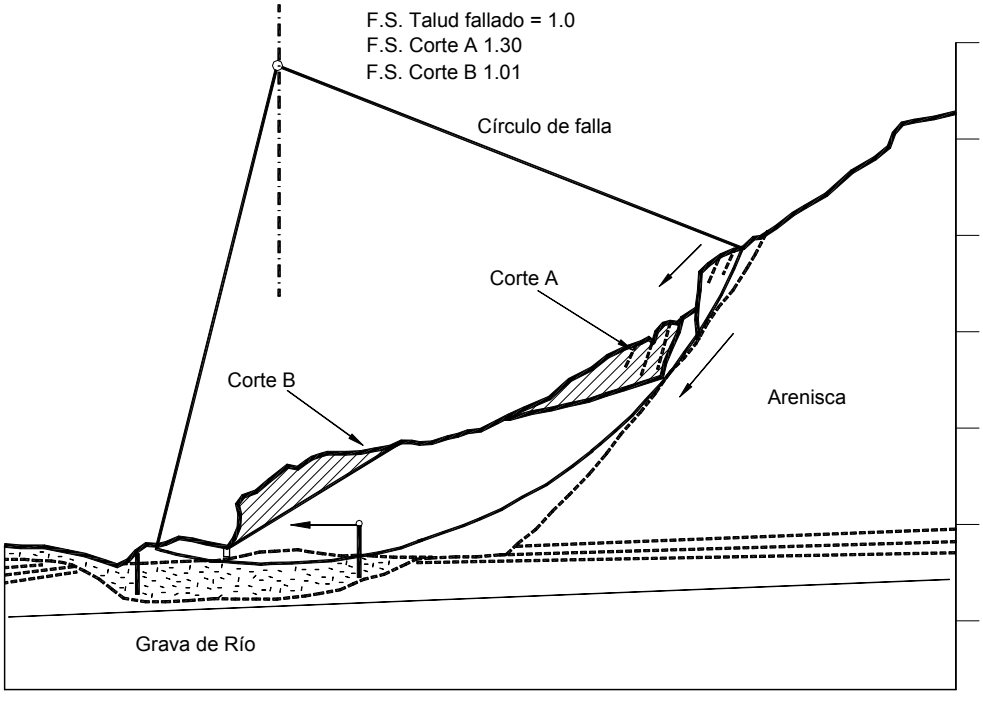


Figura 8.9 Cortar en la parte inferior del talud tiene muy poco efecto sobre el factor de seguridad o tiene un efecto negativo.

Finalmente, la efectividad técnica del sistema y el factor económico van a determinar su viabilidad. En ocasiones estos materiales pueden ser utilizados como préstamo para terraplenes en el mismo proyecto. En deslizamientos de traslación y en ciertos flujos o deslizamientos de residuos, generalmente no es muy efectivo emplear métodos de terraceo de materiales.

La remoción de materiales en el pie del movimientos generalmente no tiene influencia sobre el factor de seguridad, o tiene como efecto la disminución del factor de seguridad (Figura 8.9). Se debe analizar dónde, cuánto cortar y el efecto de estos cortes.

La cantidad de material que se requiere remover depende del tamaño y características del movimiento y de la geotecnia del sitio. Como una guía general, en deslizamientos en carreteras la cantidad que se requiere remover de la cabeza del deslizamiento es igual a la cantidad originalmente cortada en el pie del talud durante la construcción (Eckel, 1958).

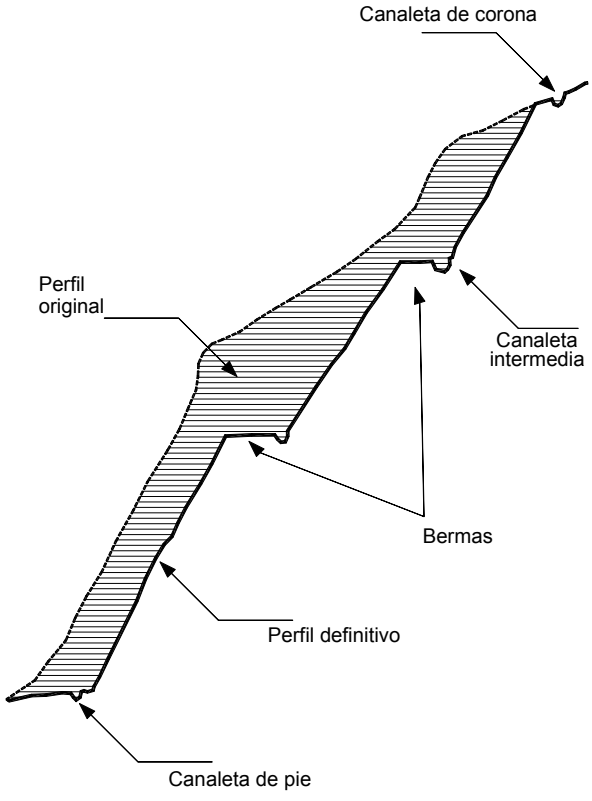


Figura 8.10 Estabilización por conformación del talud y bermas.

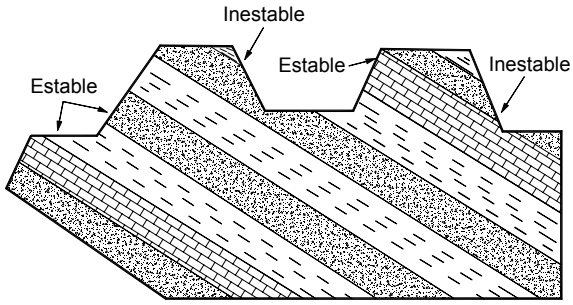


Figura 8.11 Taludes en corte con tendencia a la estabilidad o inestabilidad de acuerdo a su localización con respecto al buzamiento de la estratificación.

Antes de iniciar el proceso de corte debe calcularse la cantidad de material que se requiere remover con base en un análisis de estabilidad para un factor de seguridad propuesto. El cálculo se realiza generalmente por un sistema de ensayo y error.

La gran ventaja de la excavación en la parte alta de los taludes además de su eficiencia como medio de estabilización es el costo relativamente moderado. Generalmente, el costo más importante es el transporte de los materiales y se requiere identificar y adecuar una zona para botadero de los materiales a una distancia corta del sitio de excavación.

Dificultades para la remoción de materiales

Una desventaja asociada con la excavación en la parte alta de los taludes está relacionada con la accesibilidad del sitio. En taludes o laderas de alta pendiente, con frecuencia es difícil subir los equipos de excavación hasta la parte superior de los taludes; y las excavaciones se deben realizar en la mayoría de los casos de arriba hacia abajo.

Se pueden requerir longitudes relativamente grandes de líneas de acceso con afectación ambiental de áreas importantes. Igualmente, el movimiento de tierra puede ser relativamente complicado. Otro problema está relacionado con las dificultades legales y los costos económicos para la adquisición de derechos de vía en la zona a excavar.

Terraceo del Talud

El terraceo se puede realizar con el propósito de controlar la erosión y facilitar el establecimiento de la vegetación, o para aumentar el factor de seguridad (Figura 8.10).

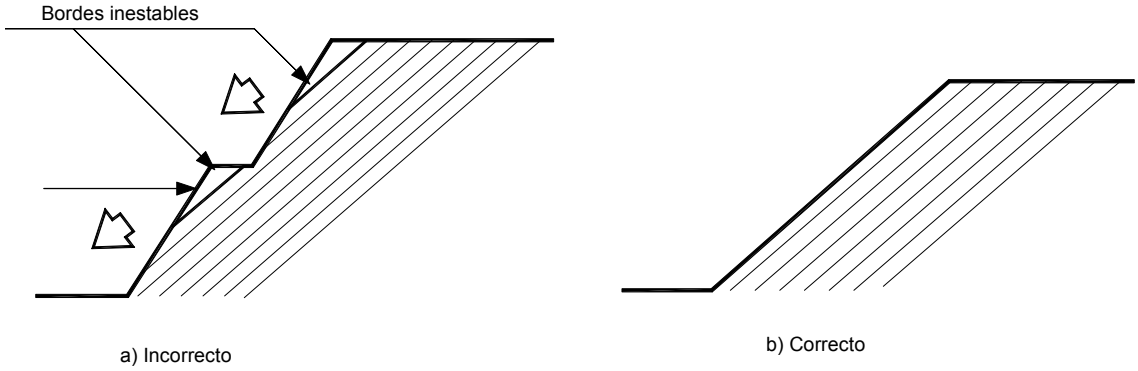


Figura 8.12 Cortes en taludes con juntas semi-paralelas a la topografía del terreno.

La altura de las gradas es generalmente de 5 a 7 metros y cada grada debe tener una cuneta revestida para el control del agua superficial. El sistema de cunetas a su vez debe conducir a una estructura de recolección y entrega con sus respectivos elementos de disipación de energía.

Generalmente, en suelos residuales la grada superior debe tener una pendiente menor, teniendo en cuenta que el suelo subsuperficial es usualmente, el menos resistente. Las terrazas son muy útiles para control de aguas de escorrentía. Al construir las terrazas, el talud puede quedar dividido en varios taludes de comportamiento independiente, produciéndose taludes estables.

El sistema de bermas es una forma de terraceo. Se construyen bermas intermedias en los sitios de cambio de pendiente y en los sitios donde se requiera para garantizar un factor de seguridad adecuado contra deslizamiento. La localización y ancho de las bermas depende del propósito de las bermas.

El objetivo de las bermas puede ser :

- *El manejo de aguas de escorrentía y control de erosión.* Estas bermas generalmente tienen un ancho 1 a 2 metros y se colocan a diferentes alturas que varían entre 5 y 7 metros, dependiendo de la calidad de los suelos y coincidiendo con sitios de cambio de pendiente del talud. En suelos erosionables la berma debe tener una pendiente de 5 a 10% hacia adentro del talud y se debe construir una cuneta revestida en su parte interior para el control y manejo de las aguas de escorrentía. La pendiente longitudinal de la berma debe ser superior al 3% para garantizar la salida eficiente y rápida del agua recolectada.

- *Aumentar el factor de seguridad contra deslizamiento.* En ocasiones, se requiere la construcción de bermas de gran ancho en suelos cohesivos para aumentar los factores de seguridad al deslizamiento. En suelos granulares (arenosos o gravosos) se debe preferir disminuir la pendiente del talud o construir bermas que pueden ser inestables por la pendiente del talud entre ellas.

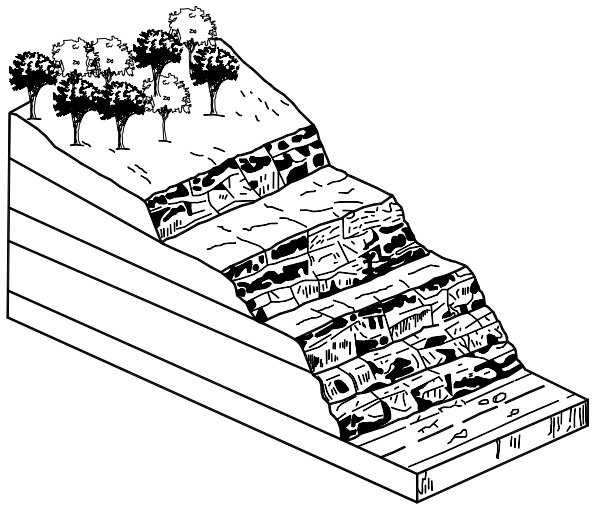


Figura 8.13 Terraceo en taludes en roca con estratificación subhorizontal.

Al construir las terrazas el talud puede quedar dividido en varios taludes de comportamiento independiente, los cuales a su vez deben ser estables. Como criterio general las gradas inferiores pueden tener mayor pendiente y ésta debe disminuir hacia la parte superior del talud donde el suelo residual es menos competente.

En todos los casos debe considerarse el efecto que se puede tener sobre los taludes arriba y abajo de la terraza a excavar.

Diseño de la Geometría de las Bermas

Uno de los objetivos principales del estudio de la estabilidad de taludes es el diseño de taludes topográficamente estables.

El diseño comprende las decisiones de tipo topográfico y estabilización que se requiere presupuestar previamente a la construcción de la obra civil.

El diseño de un talud consiste en definir su altura, pendiente y elementos topográficos con base en parámetros geotécnicos. Para el diseño de un talud se pueden emplear varios sistemas:

- Uso de Códigos como los existentes en Hong Kong y la ciudad de Los Ángeles.
- Empleo de gráficos de diseño, teniendo en cuenta algunas de las características del suelo o macizo rocoso.

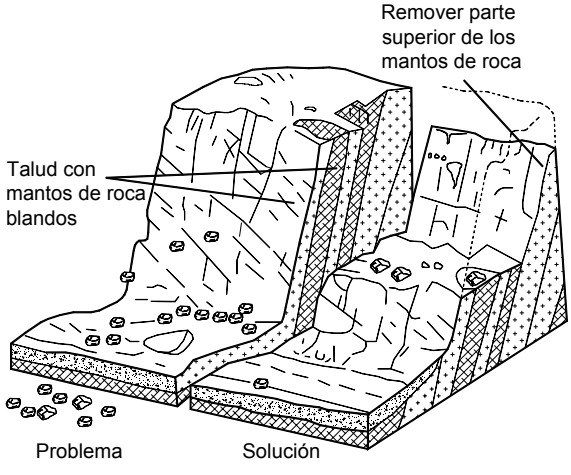


Figura 8.14 Terraceo en materiales con estructura desfavorable.

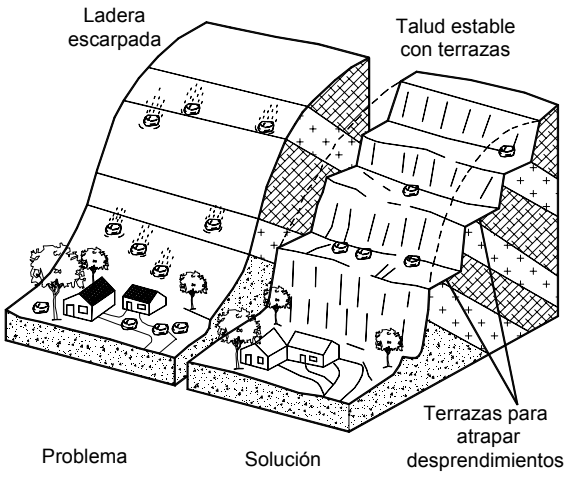


Figura 8.15 Terraceo en materiales con estructura favorable.

- Cálculo de factor de seguridad del talud y diseño por el sistema de prueba y error, hasta encontrar el diseño que mejor se ajuste a los requisitos de estabilidad establecidos.
- Definición de pendientes y alturas de acuerdo al comportamiento de taludes similares en la misma formación geológica.

Se recomienda que los diseños no sean ciegos, sino que obedezcan a un conocimiento muy claro de los factores básicos y mecanismos de falla. Un sistema que funcionó exitosamente en un sitio, no necesariamente es aplicable en otro.

Criterios Generales para el Diseño de Bermas y Pendientes

Para el diseño de bermas y pendientes se deben tener en cuenta los siguientes criterios:

- ***Formación geológica***. A mayor competencia de la roca se permiten mayores pendientes y mayores alturas. Las areniscas, calizas y rocas ígneas duras y sanas, permiten taludes casi verticales y grandes alturas. Los esquistos y lutitas no permiten taludes verticales. Se deben colocar bermas anchas en los sitios de cambios bruscos de litología.
- ***Meteorización***. Al aumentar la meteorización se requieren taludes más tendidos, menores alturas entre bermas y mayor ancho de las gradas.

Los materiales muy meteorizados requieren de taludes inferiores a 1H: 1V, y en la mayoría de las formaciones geológicas no se permiten alturas entre bermas superiores a 7.0 metros y requieren anchos de berma de mínimo 4.0 metros.

Para cortes en materiales meteorizados la pendiente en la parte más profunda del corte permite ángulos superiores a los empleados en la cabeza del talud. Se recomienda para cortes de gran altura establecer ángulos diferentes de pendiente para el pie y la cabeza del corte, adaptándolos a la intensidad del proceso de meteorización.

- ***Microestructura y estructura geológica.*** A menos que las discontinuidades se encuentren bien cementadas, las pendientes de los taludes no deben tener ángulos superiores al buzamiento de las diaclasas o planos de estratificación (Figura 8.11). Entre menos espaciadas sean las discontinuidades se requieren pendientes menores de talud. Para materiales muy fracturados se requieren taludes, alturas y bermas similares a los que se recomiendan para materiales meteorizados.

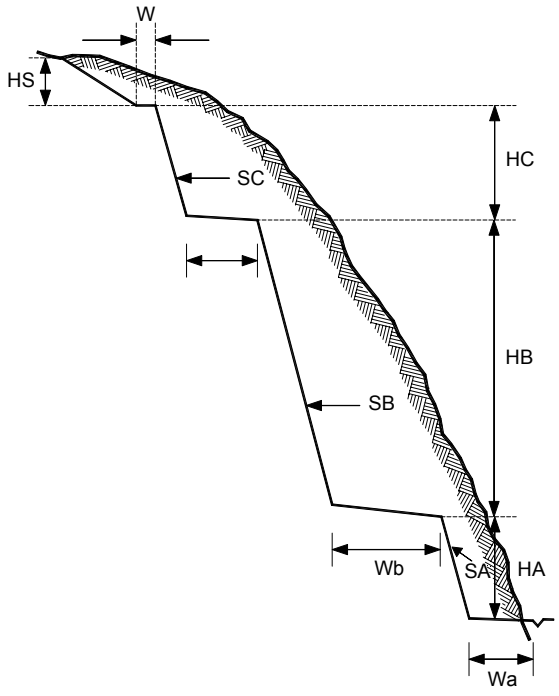


Figura 8.16 Criterios para el diseño de taludes en roca (West Virginia U.S.A.).

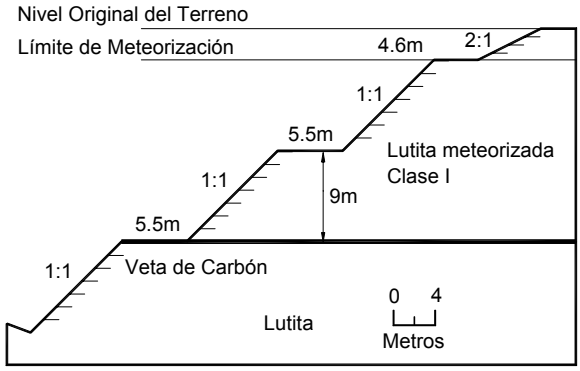


Figura 8.17 Configuración típica de taludes en lutitas meteorizadas con mantos de carbón (Kentucky Departament of Highways).

La pendiente, localización y tamaño de las bermas o terrazas debe ser consistente con la estructura del material (Figura 8.12). Si la estructura incluye estratificación subhorizontal, las bermas deben ser horizontales y las pendientes dependen de la resistencia interna de los materiales (Figura 8.13).

Si la estructura es desfavorable, las pendientes deben coincidir con las fracturas o planos de estratificación (Figuras 8.14). Si la estructura es favorable, puede ser eficiente construir varias bermas de pequeño ancho (Figura 8.15).

- ***Minerales de arcilla.*** Los suelos que contengan cantidades importantes de arcillas activas tipo montmorillonita, requieren de pendientes de talud inferiores a 2H:1V. Los suelos con kaolinita permiten generalmente taludes hasta 1H:1V. Las alturas entre bermas en suelos arcillosos no deben ser superiores a 5 metros y las gradas deben tener un ancho mínimo de 4 metros.

- ***Niveles freáticos y comportamiento hidrológico.*** Los suelos saturados no permiten taludes superiores a 2H: 1V, a menos que tengan una cohesión alta.

- ***Sismicidad.*** En zonas de amenaza sísmica alta no se deben construir taludes semiverticales o de pendientes superiores a 1/2H:1V, a menos que se trate de rocas muy sanas.

Tabla 8.4 Criterios para el diseño de taludes en roca (West Virginia U.S.A.)

	Alturas		Anchos		Taludes	
Tipo de Roca	**Ha**	**Hb - Ha**	**Wa**	**Wa - Wb**	**Sa**	**Sb – Sc**
Cortes en lutitas intercaladas con areniscas	2 a 6	6 a 10	0 a 10	6 a 12	½ : 1	¼ : 1 a 1
Areniscas	3 a 10	10 a 14	0 a 6	6 a 10	¼ : 1	¼ : 1
Areniscas sobre lutitas (cortes altos)	3 a 10	10 a 14	0 a 8	6 a 12	¼ : 1	¼ : 1 a 1
Areniscas y lutita, cortes moderados	3 a 14	6 a 14	0 a 6	6 a 10	1 : 1	¼ : 1
Cortes en lutita	3 a 8	6 a 10	0 a 10	6 a 10		½: 1 a 2:1

- ***Factores antrópicos.*** En zonas urbanas no se recomienda construir taludes con pendientes superiores a 1H: 1V y las alturas entre bermas no deben ser superiores a 5.0 metros.

- ***Elementos en riesgo***. Los taludes con riesgo de vidas humanas deben tener factores de seguridad muy altos.

Diseños Semi-empíricos

Debido a las dificultades que existen para la utilización de diseños empleando el sistema tradicional clásico, se ha intentado formular reglas de diseño con base en la experiencia conocida.

El uso de este sistema semi-empírico requiere de mucho cuidado si la experiencia no proviene de la misma formación geológica, en las mismas condiciones topográficas, climáticas y geotécnicas.

Sin embargo, la experiencia en formaciones similares representa una buena guía cuando no se cuenta con información suficiente para realizar un diseño detallado.

El estudio patológico de las fallas cuando los factores que contribuyen a una falla pueden ser evaluados, sirve también como base para objeto del diseño en taludes dentro de una misma formación geológica. En todos los casos, es necesario que el ingeniero logre entender los fenómenos que pueden ocurrir dentro de los taludes objeto del diseño.

De la experiencia se pueden obtener gráficas de diseño que se muestran en las figuras 8.16 a 8.20. Al observar las gráficas, se puede concluir que en el diseño de cortes se debe tener en cuenta la geología del talud y en especial las estructuras o discontinuidades y el perfil de meteorización.

Soluciones a Problemas Específicos de Estabilidad

Cambios bruscos de litología

Cuando ocurren cambios bruscos de litología por la presencia de coluviones, mantos de suelo blandos o perfiles muy meteorizados, se puede requerir construir una berma ancha en el sitio de cambio de litología y la construcción de estructuras de estabilización en la berma. (Figuras 8.18 y 8.19)

Presencia de estructuras heredadas
Los mantos de roca y los suelos residuales poseen una gran cantidad de fracturas o superficies de debilidad, en este caso las pendientes de los taludes deben ser determinadas por la localización y buzamiento de las fracturas. En ocasiones cuando aparecen estratos muy blandos, se puede requerir cortar por el plano de estratificación.

Presencia de niveles freáticos
Cuando existen niveles freáticos dentro de talud, se requieren pendientes muy suaves en la zona saturada o la construcción de sistemas de subdrenaje profundo (previamente a la realización del corte).

Taludes de gran altura
Los cortes de alturas muy grandes pueden producir fallas catastróficas y se deben realizar estudios y diseños específicos de acuerdo a las características geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas de cada sitio.

Gradas para establecimiento de vegetación
El talud puede diseñarse con una serie de gradas, las cuales permiten el establecimiento de vegetación. El diseño de estas gradas depende de las características del talud, de la topografía y del sistema de vegetación a utilizar. Se puede requerir la construcción de trinchos para garantizar la estabilidad de las gradas.

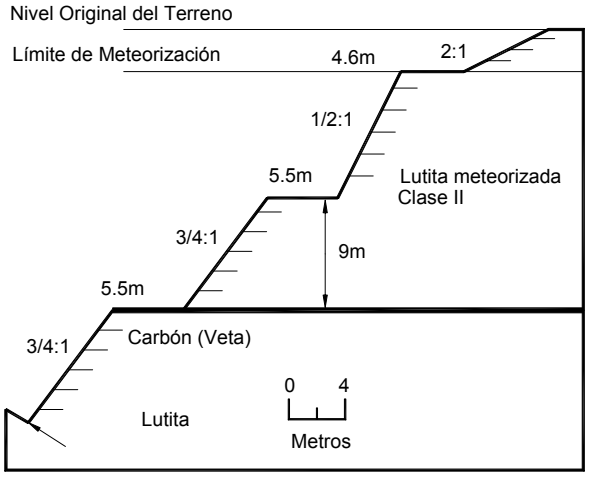


Figura 8.18 Configuración típica de taludes en lutitas ligeramente meteorizadas (Kentucky Department of Highways).

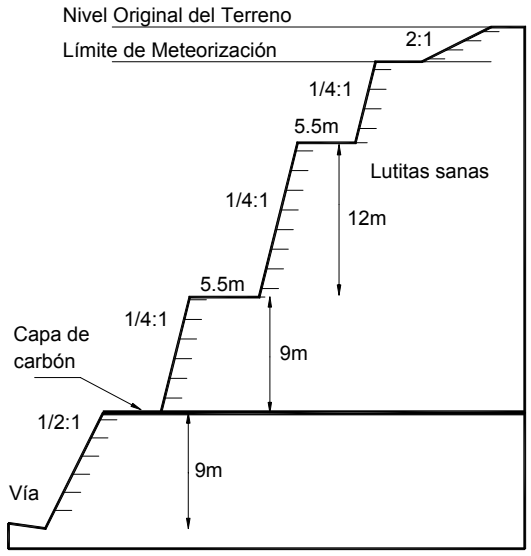


Figura 8.19 Configuración típica de taludes en lutitas sanas (Kentucky Department of Highways).

Excavabilidad de los Materiales

Para el diseño de los taludes debe tenerse en cuenta la facilidad de excavación y el método que se va a utilizar para realizar el movimiento de tierra teniendo en cuenta que el método de excavación afecta la seguridad y el costo, y en ocasiones la viabilidad del proyecto.

Los principales métodos de excavación son el corte con retroexcavadora, el raspado ("Ripping") y la excavación con explosivos y/o equipos neumáticos.

Para determinar las condiciones de excavabilidad de los materiales, se requiere identificar la formación geológica, la litología y la estructura de la roca (Kently y Topal, 2004).

La excavabilidad se puede identificar utilizando la gráfica de Pettifer y Fookes (1994), la cual se muestra en la figura 8.21. Los parámetros claves son el índice de carga puntual y el índice de espaciamiento de las discontinuidades.

Igualmente, el tipo y tamaño del equipo utilizado para las excavaciones afecta la excavabilidad de los materiales. Generalmente, los materiales que son más fácilmente excavables requieren taludes de menor pendiente.

Colocación de Contrapesos o Bermas en el pie del Talud

La colocación de un contrapeso en la base del deslizamiento puede incrementar la resistencia al movimiento, especialmente en deslizamientos de rotación. El contrapeso puede contrarrestar las fuerzas actuantes como se indica en las figuras 8.22 a 8.25.

Al colocar un relleno de suelo o roca en el pie del talud se producen tres efectos:

- Se modifica el momento neto que puede producir una falla circular. Dependiendo de la localización del contrapeso con relación al centro de rotación de la superficie crítica de falla, se obtiene un efecto mayor o menor. En ocasiones se puede generar un efecto negativo para la estabilidad del talud (Simons y otros, 2001).

- Se aumenta el esfuerzo efectivo sobre la parte inferior de la superficie de falla. Para que ésto ocurra, se requiere que las condiciones del suelo sean drenadas. En el caso de que las condiciones sean no-drenadas (por ejemplo en arcillas saturadas), inicialmente se puede producir un efecto de aumento de las presiones de poros, lo cual puede generar efectos desestabilizantes, y a mediano o largo plazo se aumentan los esfuerzos efectivos al disiparse las presiones de poros en exceso.

- Se mejora la resistencia total del cortante obligando a la superficie de falla crítica a pasar por debajo del contrapeso (Cornforth, 2005).

La colocación de contrapesos es relativamente sencilla si existen materiales disponibles. La técnica de contrapeso es generalmente muy eficiente en deslizamientos de rotación.

En deslizamientos de traslación, la colocación de contrapesos puede no ser efectiva y en ocasiones puede generar efectos de inestabilidad al aumentarse el peso del deslizamiento.

El volumen requerido para un contrapeso es generalmente de 1/3 a 1/2 del volumen de la masa deslizada (FHWA, 1988).

Limitaciones al uso de los contrapesos

Deben tenerse en cuenta algunas limitaciones para el uso de contrapesos:

- El contrapeso se debe colocar en el pie del deslizamiento. Si la superficie de falla pasa muy por debajo del sitio donde se ubica el contrapeso, es posible que se pierdan los beneficios de contra balanceo de movimiento e incluso puede ocurrir que se aumente la inestabilidad.

- Cuando el pie del deslizamiento coincide con una corriente de agua, se debe diseñar el contrapeso para resistir la fuerza de la corriente y/o la socavación que se puede producir, y se requiere un sistema de subdrenaje. En el caso de corrientes de agua o lagos, es posible que se requieran permisos ambientales especiales para la colocación del contrapeso.

- Generalmente, los contrapesos requieren de áreas relativamente grandes, superiores a las requeridas para una estructura de contención convencional y estas áreas se pueden encontrar por fuera del derecho de vía existente.

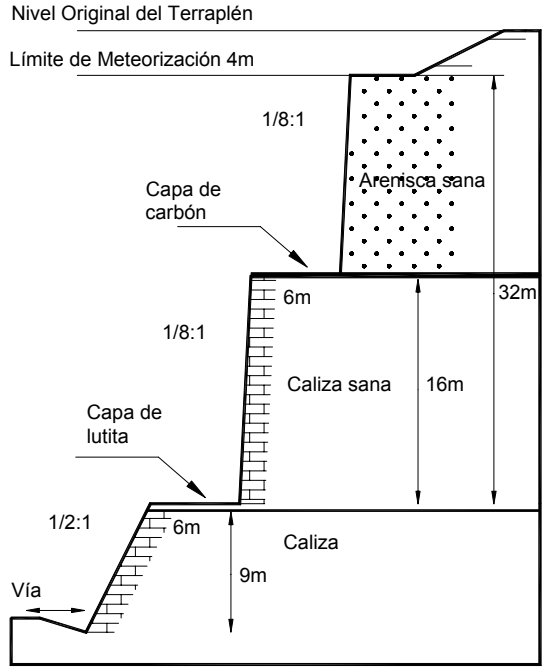


Figura 8.20 Configuración típica de taludes en calizas y areniscas (Kentucky Department of Highways).

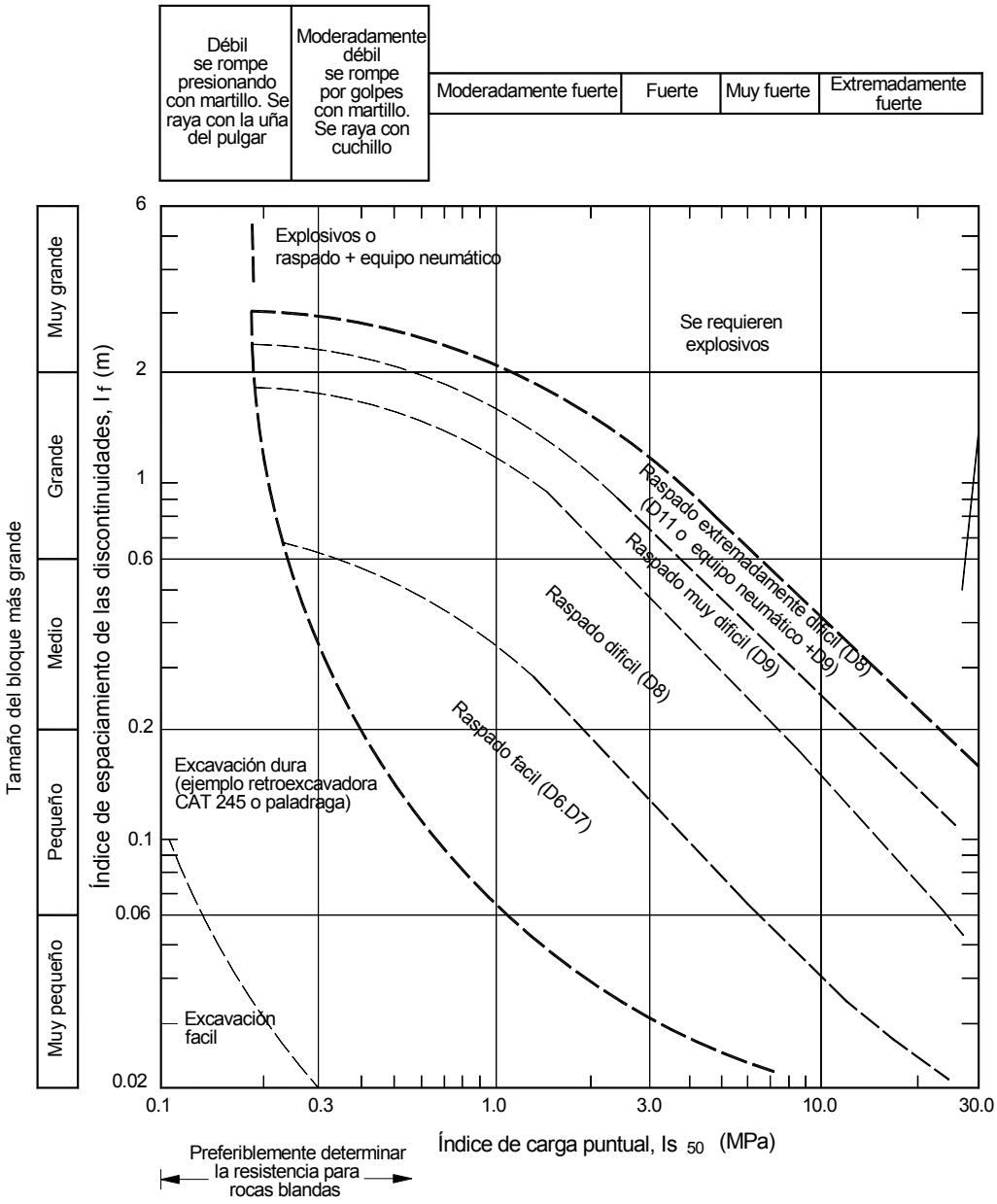


Figura 8.21 Métodos de excavación de acuerdo a las características de la roca (Pettifer y Fookes, 1994).

Diseño de contrapesos

Para el diseño de contrapesos se acostumbra a realizar análisis de equilibrio límite de la sección del talud, incluyendo el contrapeso. El efecto principal del contrapeso es el de la gravedad y su efecto sobre los momentos resistentes al movimiento. El peso extra aportado por el contrapeso aumenta la resistencia al cortante del suelo y profundiza la superficie de falla crítica en el análisis.

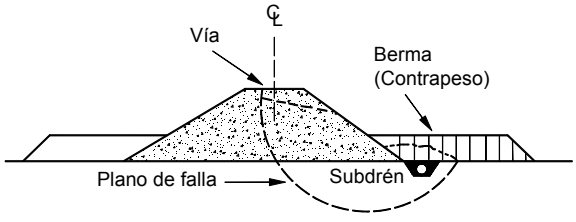


Figura 8.22 Esquema de una contraberma.

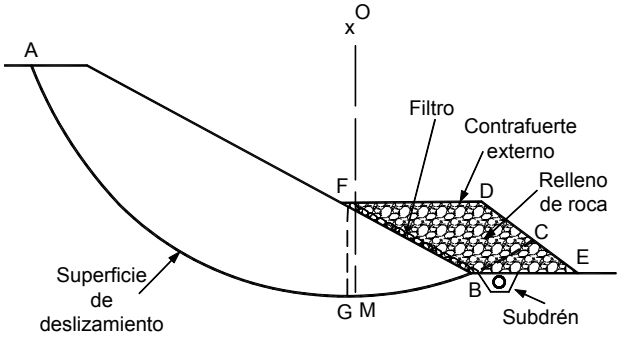


Figura 8.23 Colocación de un contrapeso en la base de un deslizamiento rotacional (Cornforth, 2005).

Para el diseño y construcción de contrapesos se pueden analizar las siguientes alternativas:

- Colocar un relleno de suelo común sobre un colchón filtrante. Es muy importante que debajo del contrapeso se coloque un sistema de subdrenaje para evitar la formación de presiones de poros por acumulación de agua. Es muy común la acumulación de agua subterránea en los contrapesos.

- Colocar un pedraplén o enrocado. Previamente a la colocación del enrocado es conveniente la realización de una excavación en el pie del talud para la cimentación del enrocado, adicionalmente se requiere un sistema de drenaje que permita la salida de agua infiltrada dentro del enrocado.

- Construir un relleno de suelo común sobre una llave de cortante. Esta llave de cortante profundiza la superficie de falla crítica y aumenta la resistencia del suelo a lo largo de la superficie de falla.

- Utilizar el contrapeso como parte de la banca de la carretera o ferrocarril. En la figura 8.26 se muestra algunas variaciones en el diseño de contrapesos (Cornforth, 2005)

Contrapesos con reemplazo de material

Un contrapeso por reemplazo se construye excavando los suelos sueltos en la parte inferior del deslizamiento y reemplazándolos por un material drenante y de mayor resistencia (Figura 8.27).

Debe tenerse en cuenta que las excavaciones que se requieren para la construcción del contrapeso con reemplazo, pueden causar inestabilidad general del talud. Se recomienda que estas obras se realicen en temporadas secas, cuando los niveles de aguas subterráneas se encuentren bajos.

Es posible que se requiera bajar los niveles freáticos para permitir la construcción del contrapeso. Por las razones anteriores, los contrapesos con reemplazo son relativamente más costosos que los contrapesos sin reemplazo.

Capacidad de Soporte

Es frecuente que se produzcan fallas de los contrapesos por falta de capacidad del suelo de cimentación, especialmente en depósitos de arcillas blandas o limos. Por esta razón, es importante calcular la capacidad de soporte como parte del diseño del contrapeso.

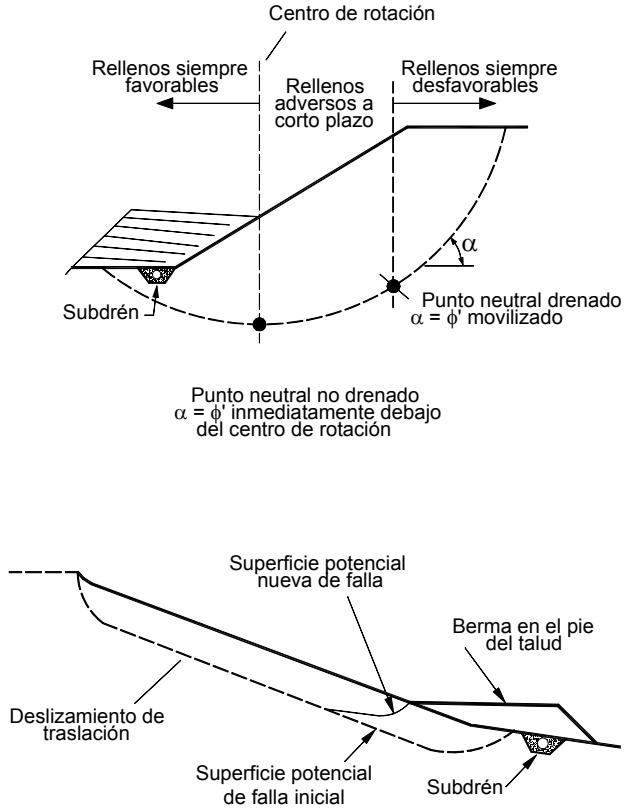


Figura 8.24 Colocación de un contrapeso para estabilización de deslizamientos (Simons y otros, 2001).

LA CONFORMACIÓN DE TERRAPLENES

En el caso de taludes en relleno a media ladera y/o terraplenes se deben tener una serie de criterios diferentes a la conformación de los cortes. Los terraplenes son estructuras muy susceptibles a problemas de deslizamientos y erosión, debido a su bajo grado de cementación y a que generalmente su colocación genera una disminución del factor de seguridad del talud pre-existente por aumento de los esfuerzos actuantes. Adicionalmente, se modifican las condiciones de humedad, la posición del nivel freático y se induce una superficie de debilidad en el contacto entre el terraplén y el suelo natural subyacente.

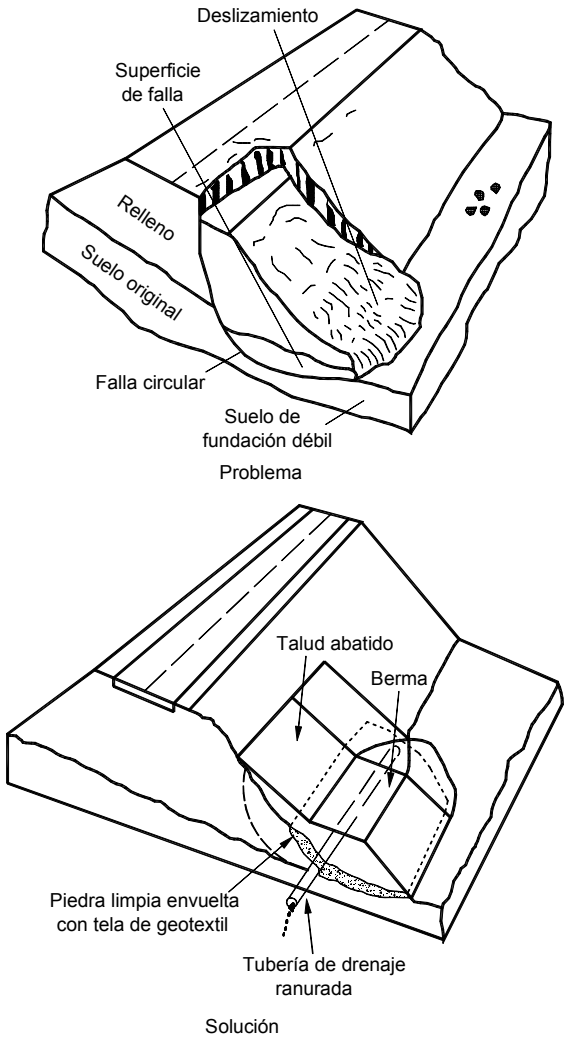


Figura 8.25 Contrapeso para estabilizar deslizamiento en el terraplén de una vía.

Para el diseño de terraplenes se deben tener en cuenta varios criterios:

- La pendiente y altura deben producir un talud topográficamente estable. Si esto no es posible, se deben construir estructuras de contención para el terraplén.

- La compactación debe garantizar una resistencia interna suficiente.

- No deben bloquearse nacimientos de agua o zonas de humedad sin construir previamente un sistema de subdrenaje eficiente.

- El contacto entre el suelo subyacente y el terraplén debe ser discontinuo formando gradas anchas semi-horizontales para impedir la formación de una superficie de debilidad (Figuras 8.28 y 8.29). Si persiste la posibilidad de movimiento se debe diseñar y construir llaves de cortante debajo del terraplén.

- El peso del terraplén no debe superar la capacidad de soporte del suelo sobre el cual se coloca, ni producir deslizamiento del suelo subyacente. Para disminuir el peso del terraplén se puede requerir la utilización de materiales livianos para el relleno.

Reemplazo de Terraplenes Fallados

Después de que ocurre la falla de un terraplén y cuando se requiere rehacer o reemplazar el terraplén fallado, el nuevo terraplén debe tener unas condiciones de estabilidad superiores al anterior. Para que las condiciones sean más estables que las originales, se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- En el contacto entre el suelo natural y el relleno deben construirse gradas anchas, en la forma como se indicó anteriormente.

- Para realizar el reemplazo debe excavarse por debajo de la superficie de falla, de tal forma que la nueva superficie crítica se profundice y el relleno actúe en forma similar a una llave de cortante.

- El reemplazo debe realizarse con materiales permeables y con buena resistencia a la fricción.

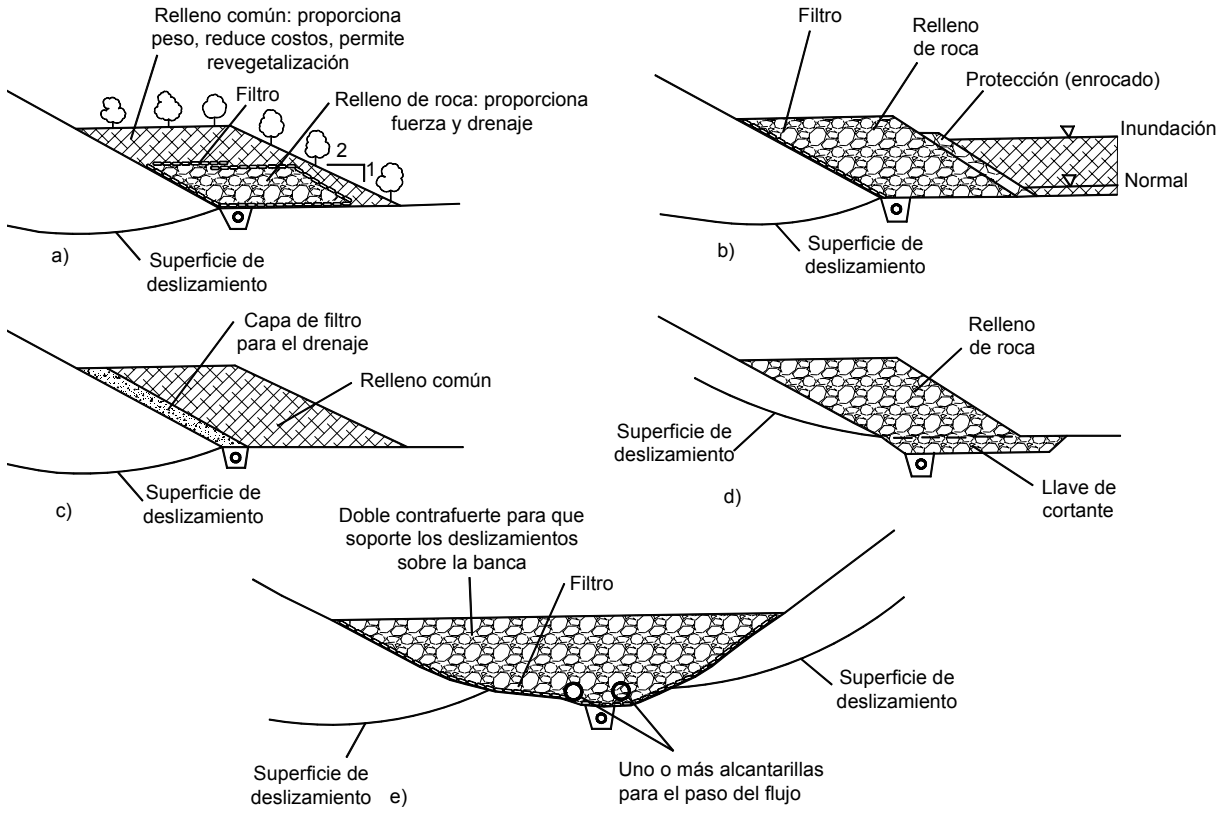


Figura 8.26. Variaciones en el diseño de contrapesos (Modificado de Cornforth 2005).

- En la zona del contacto entre el nuevo relleno y el suelo natural, comúnmente es necesario la colocación de un filtro o subdrén con su respectiva tubería de recolección y entrega.

- La superficie del terreno debe protegerse contra la erosión.

Al construir el terraplén de reemplazo debe tenerse cuidado al realizar las excavaciones por debajo de la superficie de falla, debido a que se pueden activar deslizamientos de mayor magnitud.

Es conveniente realizar las excavaciones en tramos cortos. Una sugerencia muy importante es realizar las excavaciones durante temporadas secas (meses de diciembre a marzo), con el objeto de disminuir las presiones de poros y los volúmenes de agua subterránea durante el proceso de excavación.

Es común que los volúmenes de reemplazo requeridos sean mayores que los propuestos en los diseños, debido a que existen incertidumbres relacionadas con la profundidad requerida de excavación y la ocurrencia de deslizamientos de los taludes excavados.

Una alternativa al reemplazo de terraplenes es la colocación de un pedraplén o un relleno con suelo granular grueso en la parte inferior del reemplazo en un espesor no inferior a un metro y con un sistema de filtros o drenes incluido.

Finalmente, la parte superior del pedraplén puede realizarse utilizando un relleno de material común. En todos los casos es muy importante que los rellenos se coloquen a una compactación adecuada que debe ser mayor al 90% de la densidad máxima obtenida en el ensayo de compactación proctor modificado.

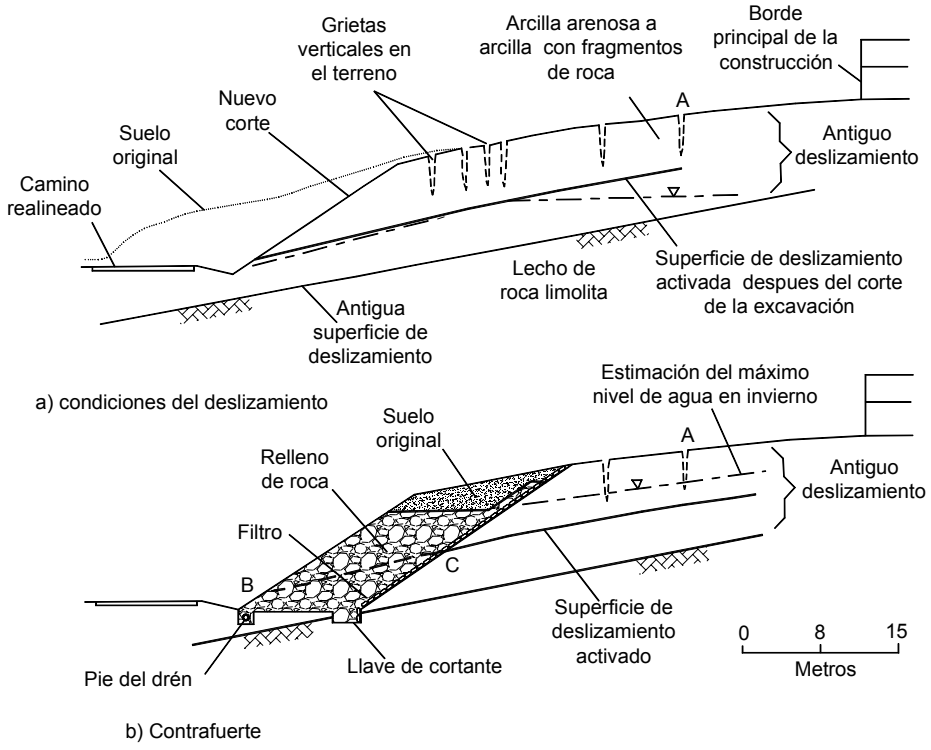


Figura 8.27 Ejemplo de construcción de un contrapeso por reemplazo.

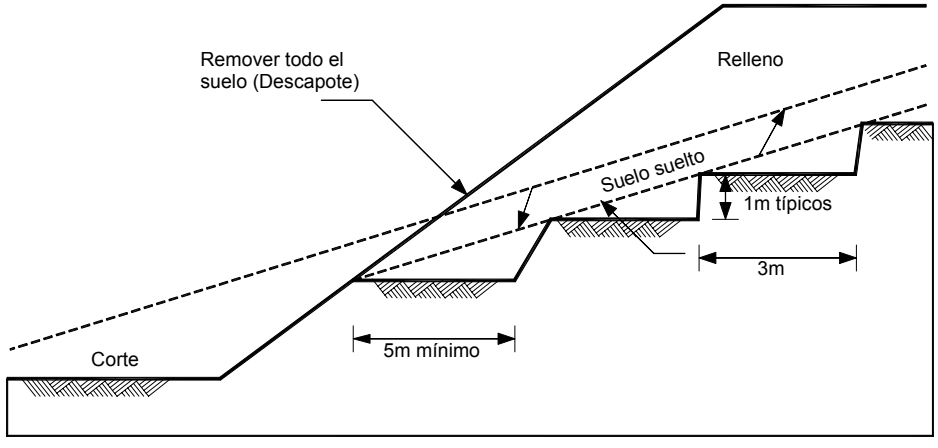


Figura 8.28 Preparación del terreno del talud previamente a la colocación de terraplenes.

Una práctica importante es realizar análisis de estabilidad utilizando el método de equilibrio límite del nuevo terraplén conformado. Esta práctica permite una mayor confiabilidad en las obras que se ejecuten.

Reducción del Peso de Terraplenes

El uso de materiales livianos en terraplenes es una medida que puede ser muy efectiva para reducir las fuerzas gravitacionales que causan la inestabilidad. El tipo de material liviano a utilizar depende de su disponibilidad y costo.

La lista de materiales livianos es muy larga e incluye:

- Arcillas o lutitas expandidas
- Aserrín
- Tamo de arroz
- Residuos de extracción de aceite de palma
- Carbón
- Cenizas de residuos de carbón
- Concreto celular
- Poliestireno expandido
- Llantas usadas (enteras o desmenuzadas) (Figura 8.30)

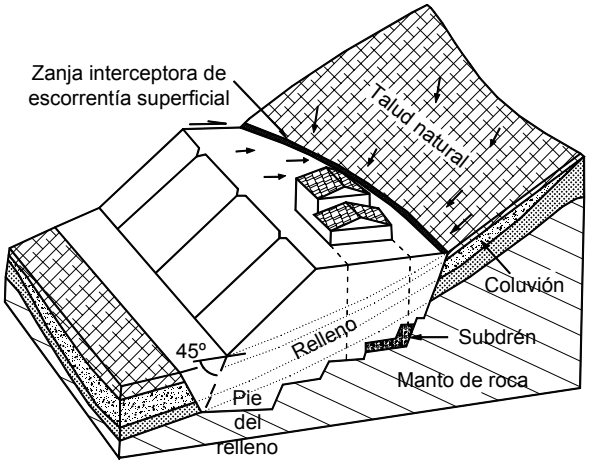


Figura 8.29 Concepto de la forma como los terraplenes deben cimentarse para garantizar su estabilidad.

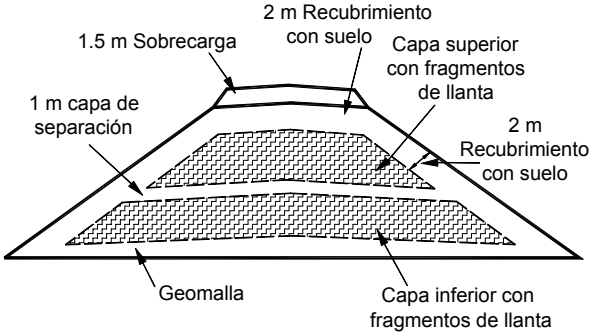


Figura 8.30 Terraplén con llantas usadas desmenuzadas para disminuir su peso.

- Conchas de ostras y almejas
- Turba seca
- Ladrillo partido
- Escoria
- Piedra pómez
- Materiales geológicos livianos

Las ventajas o desventajas de algunos de estos materiales son descritas por Holtz y Schuster (1996).

Generalmente, los materiales especiales de baja densidad se utilizan para la construcción de terraplenes sobre suelos blandos, donde la densidad del material puede ser el elemento determinante de la inestabilidad del talud.

Uno de los principales problemas para la utilización de materiales livianos es que muchos de ellos se descomponen rápidamente con el tiempo, como es el caso del aserrín y de otros productos orgánicos.

Diseño de los Rellenos

Todo relleno debe obedecer a un diseño que incluye la estabilidad interna y externa, la estabilidad del talud general y los procedimientos de construcción que deben implementarse para garantizar un talud estable.

REFERENCIAS CAPÍTULO 8

Anon. (1971). "Laterite and lateritic soils and other problem soils in Africa", Lyons Associate Inc. (USA)/ Building and Road Research Institute (Ghana), USAID Report, pp. 153-8.

Ayetey, J.K. (1988). "Design considerations and performance rating of cut slopes under the tropical weathering conditions of Ghana", in Proceedings of the South African National Group of Rock Mechanics Symposium on Rock Mechanics in Africa, Swaziland, 233-9.

Ayetey, J.K. (1991) "The extent and effects of mass wasting in Ghana" , Bulletin of the International Association of Engineering Geology, 43, 5-19.

Bacciarelli, R., Hearn, G.J. (1990). "Engineering geology and slope stability of tropical residual soils in West Java (Indonesia)", in Proceedings of the 6th International Association of Engineering Geology Congress, Vol. 3, Amsterdam, D.G. Price (ed.), A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 2087-91.

Brand, E.W. (1982). "Analysis and design in residual soils", in Proceedings of ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference on Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils, Honolulu, pp. 89-143.

Cornforth. D.H., (2005), "Landslides in Practice", Investigations, Analisis, and Remedial/Preventative Opcions In Soil.Jhon Wiley and Sons inc. 596 p.

Deere, D.U., Patton F.D. (1971). "Slope stability in residual soils", in Proceedings of the 4th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vo1.1, San Juan, pp. 87-170.

Eckel E.B. Ed., (1958). "Landslides and Engineering Practice". Highway Research Board Special Report 29.

FHWA (1988). "Highway slope maintenance and slide restoration workshop". FHWA. U.S. Department of Transportation. Report FHWA-RT-88-040.

Ho, D.Y.F., Fredlund, D.G. (1982). "Increase in strength due to suction for two Hong Kong soils", in Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference on Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils, Honolulu, pp. 263-95.

Holtz RD, Schuster RL (1996). "Stabilization of soil slopes. In: Turner AK, Schuster, RL (eds) Landslides: investigation and mitigation". National Research Council, Washington, DC, Transportation Research Board Special Report 247, pp 439–473.

Kentli B., Topal T. (2004). "Evaluation of rock excavability and slope stability along a segment of motorway, Pozanti, Turkey". Environmental Geology 46: p.83–95.

Paige-Green, P. (1984). "Investigation for cut slopes for roads in South Africa: a review of techniques", in Proceedings of the 8th African Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Harare, pp. 475-9.

Pettifer G. S., Fookes P. G. (1994). "A revision of the graphical method for assessing the excavability of rock. Q J Eng Geol" 27: p.145–164.

Simons, N., Menzies, B., Matthews, M., (2001). "A Short Course in Soil and Rock Slope Engineering", Thomas Telford, Ltd, London pp 432.

Tsidzi K. E. N. (1997). "An engineering geological approach to road cutting slope design in Ghana" Geotechnical and Geological Engineering, 1997, pp15 31-1545.

Capítulo 9

La Vegetación y los Deslizamientos

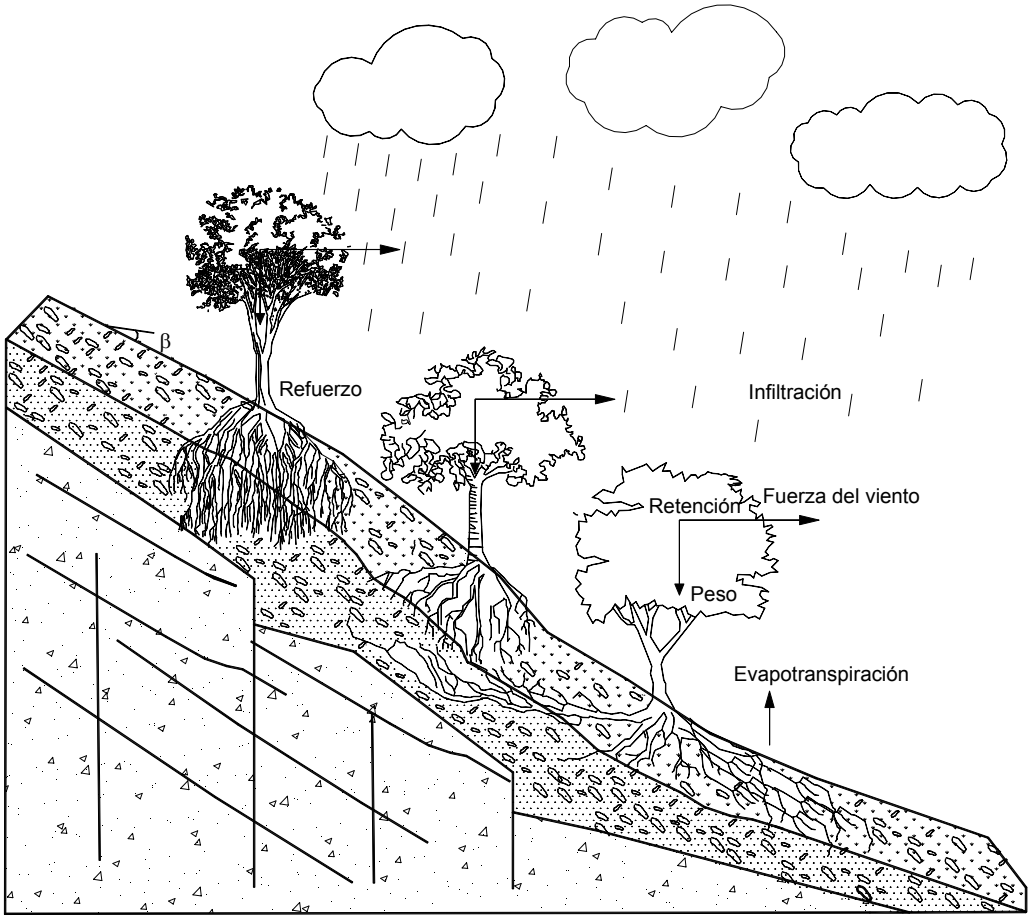


Figura 9.1 Estabilización de taludes utilizando vegetación.

El efecto de la vegetación sobre la estabilidad de los taludes ha sido muy debatido en los últimos años. El estado del arte actual deja muchas dudas e inquietudes y la cuantificación de los efectos de estabilización de las plantas sobre el suelo no ha tenido una explicación universalmente aceptada. Sin embargo, la experiencia ha demostrado el efecto positivo de la vegetación, para evitar problemas de erosión, reptación y fallas subsuperficiales. Los árboles y arbustos de raíz profunda le aportan una resistencia cohesiva significativa a los mantos de suelo más superficiales y al mismo tiempo, facilitan el drenaje subterráneo, reduciendo en esta forma la probabilidad de deslizamientos poco profundos (Figura 9.1); pero su efecto no es el mismo en deslizamientos profundos.

Efectos de la Vegetación sobre el Talud

Para analizar los fenómenos del efecto de la vegetación sobre el suelo, se requiere investigar las características específicas de la vegetación en el ambiente natural que se esté estudiando.

Entre los factores importantes se sugiere analizar los siguientes: volumen y densidad de follaje, tamaño, ángulo de inclinación y aspereza de las hojas, altura total de la cobertura vegetal, presencia de varias capas diferentes de cobertura vegetal, tipo, forma, profundidad, diámetro, densidad, cubrimiento y resistencia del sistema de raíces.

El tipo de vegetación tanto en el talud como en el área arriba del talud es un parámetro importante para su estabilidad. La vegetación cumple dos funciones principales: en primer lugar tiende a determinar el contenido de agua en la superficie y además da consistencia por el entramado mecánico de sus raíces.

Como controlador de infiltraciones tiene efecto directo sobre el régimen de aguas subterráneas y actúa posteriormente como secador del suelo al tomar el agua que requiere para vivir.

Factores más importantes

- Intercepta la lluvia
- Aumenta la capacidad de infiltración
- Extrae la humedad del suelo
- Grietas por desecación
- Raíces refuerzan el suelo, aumentando resistencia al cortante
- Anclan el suelo superficial a mantos más profundos
- Aumentan el peso sobre el talud
- Transmiten al suelo fuerza del viento
- Retienen las partículas del suelo, disminuyendo susceptibilidad a la erosión

La deforestación puede afectar la estabilidad de un talud de varias formas:

- Disminuyen las tensiones capilares de la humedad superficial
- Se elimina el factor de refuerzo de las raíces
- Se facilita la infiltración masiva de agua

De acuerdo a un estudio realizado por Hudec y Wharton(1993) en Trinidad, el 64.9% de los deslizamientos analizados están relacionados con alteraciones arriba de la corona, de los cuales el 38.3% corresponde a áreas de cultivos y el 35.1% a deforestación.

La quema de la vegetación aumenta la inestabilidad de los taludes, especialmente si esto ocurre en áreas de coluviones en los cuales la vegetación ejerce un papel preponderante en la estabilidad, especialmente por la eliminación del refuerzo de las raíces y por la exposición a la erosión acelerada.

EFECTOS HIDROLÓGICOS DE LA VEGETACIÓN

La vegetación afecta las condiciones hidrológicas de un talud de varias formas (Figura 9.2):

Interceptación de la Lluvia

De acuerdo con Styczen y Morgan-1996, la lluvia se divide en dos partes, la lluvia que cae directamente sobre el suelo y la lluvia que es interceptada por el follaje de la vegetación.

Lluvia interceptada=lluvia x % área follaje

Según Gregory y Walling (1973), dependiendo de la intensidad de la lluvia y del cubrimiento y tipo de vegetación en un bosque tropical, puede interceptarse hasta un 60% del total de la lluvia anual.

Parte de la lluvia interceptada es retenida y evaporada, y parte alcanza finalmente la tierra por goteo o por flujo sobre las hojas y troncos. Es importante determinar el tiempo entre la lluvia y el goteo para analizar el efecto hidrológico de cada tipo de vegetación.

Retención de Agua

La retención de agua en el follaje demora o modifica el ciclo hidrológico en el momento de una lluvia. Este fenómeno disminuye la rata de agua de escorrentía disminuyendo su poder erosivo, pero puede aumentar la rata de infiltración.

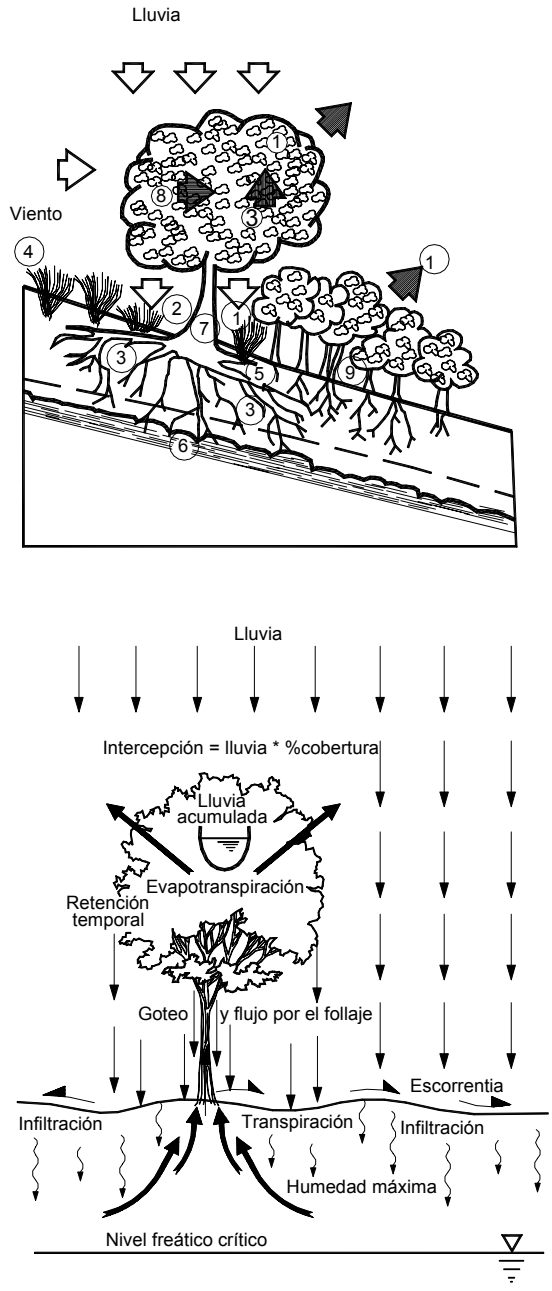


Figura 9.2 Esquema del efecto de la vegetación sobre el modelo hidrológico subsuperficial.

La retención de agua en el follaje depende del tipo de vegetación, sus características y la intensidad de la lluvia. Los árboles de mayor volumen o densidad de follaje demoran más el ciclo hidrológico, en razón a que retienen por mayor tiempo las gotas de lluvia.

En el caso de lluvias muy intensas la retención de agua es mínima, pero en el caso de lluvias moderadas a ligeras, la retención puede ser hasta de un 30%, dependiendo de las características de la vegetación.

Rice y Krames (1970) sugirieron que el clima determina el efecto relativo de la vegetación para prevenir deslizamientos. En los climas para los cuales la precipitación es muy grande, el efecto de la cobertura vegetal sobre la estabilidad es mínimo y en áreas de clima árido la cobertura vegetal puede afectar en forma significativa la ocurrencia de deslizamientos.

Acumulación de Agua

Parte del agua retenida es acumulada en el follaje para luego ser evaporada. Algunas especies vegetales como el maíz poseen espacios importantes para almacenamiento de agua. Existe experiencia con especies vegetales, la cual permite determinar el volumen total de agua acumulada, teniendo en cuenta la densidad de área total y el volumen del follaje.

Goteo o Flujo por el Follaje

El agua retenida no acumulada retorna a la tierra por goteo o flujo por el follaje. La rapidez de flujo depende de la aspereza de las superficies de las hojas y tronco, y los diámetros y ángulos de las hojas con la vertical.

Evapotranspiración

La evapotranspiración es un efecto combinado de evaporación y transpiración. Su efecto es una disminución de la humedad en el suelo. Cada tipo de vegetación en un determinado tipo de suelo, tiene un determinado potencial de evapotranspiración y se obtiene generalmente una humedad de equilibrio, dependiendo de la disponibilidad de agua lluvia y nivel freático.

Greenway (1987) reporta que la capacidad de una planta para consumir humedad del suelo depende del tipo y tamaño de la especie, clima, factores ambientales y características del suelo.

Schiechtl (1980) estima capacidades de evapotranspiración hasta de un metro cúbico por metro cuadrado por año, en bosques primarios en Europa. Greenway (1987) reporta evapotranspiraciones de más de 100 milímetros por mes en Hong Kong. En climas tropicales, los volúmenes de evapotranspiración son generalmente mayores que en zonas con estaciones.

La evapotranspiración puede medirse utilizando la relación entre la evapotranspiración de la superficie cubierta por plantas y la de un cuerpo de agua expuesto (E_t/E_o). Los valores de E_t/E_o dependen de las condiciones ambientales y de la variedad de planta, de acuerdo a la tabla 9.1.

Estos valores corresponden al potencial de evapotranspiración en el momento en que la humedad del suelo es alta. A medida que disminuye la humedad del suelo, la evapotranspiración disminuye.

La evapotranspiración profundiza los niveles de aguas freáticas y al mismo tiempo puede producir asentamientos de suelos arcillosos blandos y agrietamientos por desecación. El área de influencia depende de la extensión y profundidad del sistema radicular.

Tabla 9.1 Valores de E_t/E_o para diversas coberturas vegetales.

Especie Vegetal	Relación E_t/E_o
Eucalipto	1.5
Arroz	1.35
Palma de aceite	1.2
Cacao	1.0
Bosques	0.9
Ficus	0.9
Pastos	0.8
Papa	0.7
Caña de azúcar	0.73
Banano o plátano	0.70
Maíz	0.67
Algodón	0.63
Café	0.5

Tabla 9.2 Componentes de la planta y sus funciones.

Parte de la Planta	Función
Raíz	Anclaje, absorción, conducción y acumulación de líquidos.
Tallo	Soporte, conducción y producción de nuevos tejidos.
Hojas	Fotosíntesis, transpiración.

Durante un día soleado un eucalipto puede extraer del suelo hasta 500 litros de agua y el pasto hasta un litro por metro cuadrado (Williams y Pidgeon - 1983). Los árboles espaciados cercanamente y las hierbas extraen más agua que los pastos.

La clave, desde el punto de vista de ingeniería, es determinar la humedad máxima y el nivel freático crítico para un talud específico, teniendo en cuenta el efecto de la vegetación. El balance de la infiltración y la evapotranspiración produce una determinada humedad, la cual debe compararse con la humedad requerida para saturación.

Debe tenerse en cuenta que en un suelo, al saturarse, se disminuyen las fuerzas de succión o presiones negativas de agua de poros, las cuales ayudan a la estabilidad. En ocasiones, la vegetación produce un efecto de mantener la humedad por debajo del límite de saturación, mejorando la estabilidad de las laderas.

Funciones Específicas de las plantas

Las diferentes partes de una planta cumplen funciones específicas desde el punto de vista de manejo geotécnico (Tabla 9.2).

Las raíces cumplen una función muy importante de absorción. Grandes cantidades de agua son absorbidas por las plantas junto con minerales y productos que la planta requiere para su alimentación.

Igualmente las raíces interactúan con el suelo y lo refuerzan. El tronco soporta los órganos fotosintéticos y reproductivos, especialmente las hojas. La estructura de la hoja muestra dos partes: superior e inferior, que cumple un objetivo muy importante para la vida de la planta.

CONTROL DE LA EROSIÓN

El efecto más importante de la vegetación, universalmente aceptado, es la protección contra la erosión en todos los casos y con todo tipo de vegetación.

Barker y otros (1994) reportan ratas de erosión de 12 toneladas de suelo por hectárea en Malasia en el primer año, después de cortado un bosque tropical. Las ratas de erosión aumentan con el tiempo a medida que las raíces se descomponen.

La vegetación con mayor densidad de follaje amortigua más eficientemente el golpe de la lluvia y disminuye la erosión.

En hierbas y pastos la densidad y volumen del follaje actúan como un colchón protector contra los efectos erosivos del agua de escorrentía.

En lo referente a control de erosión se ha encontrado que donde hay árboles altos la erosión es menor que en el caso de arbustos. Además, se ha encontrado que las hierbas o maleza protegen generalmente mejor contra la erosión que los pastos.

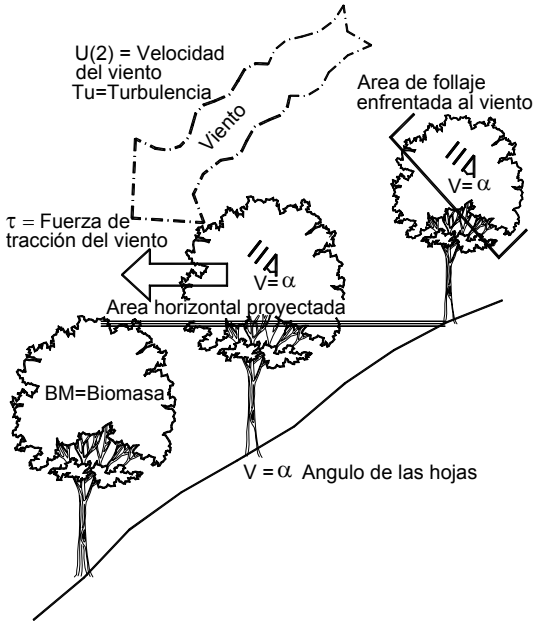


Figura 9.3 Esquema de la fuerza de tracción del viento.

Resultados similares son reportados por Nordin (1994) en Malasia, concluyendo que la mejor protección contra la erosión y los deslizamientos, se obtiene estableciendo conjuntamente todos los sistemas de vegetación, incluyendo los musgos y demás variedades. No hay mejor evidencia que mirar la naturaleza y observar cómo se conserva y protege ella misma.

SOBRECARGA Y FUERZAS DEL VIENTO

La sobrecarga debida al peso propio de la vegetación generalmente no representa una carga importante, pero las fuerzas del viento son significativas (Figura 9.3).

La fuerza del viento puede calcularse utilizando una simplificación de la ecuación de Navier-Stokes (Styczen y Morgan -1996).

$$\tau = 1/2\rho_a \mu(z_0)^2 CD$$

Donde:

τ = Fuerza de tracción por unidad de área horizontal de la vegetación

ρ_a= Densidad del aire (0.00123 Mg/m^3 al nivel del mar)

μ= Velocidad media del viento a la altura de z

z_0= Altura efectiva de la rugosidad del follaje

$z_0 \cong 0.1H$ para árboles

H = Altura media de los árboles

CD = Coeficiente de tracción

CD varía de acuerdo a la altura de la vegetación, rugosidad del follaje y velocidad del viento. A mayor velocidad CD disminuye. Para árboles CD varía de 0.01 a 0.10 con un valor típico de 0.05.

Otros Efectos Negativos

En ocasiones la vegetación puede traer efectos negativos como es la apertura de grietas en los macizos rocosos, favoreciendo los caídos.

Algunas plantas favorecen el mantenimiento de la humedad en el suelo, como es el caso de las plantaciones de Banano (Tsutiya y otros, 1991). Se pueden producir cambios en la infiltración por la construcción de terrazas o hileras para la siembra.

El sistema de siembra a lo largo de las líneas de nivel, como es costumbre en las zonas cafeteras de Colombia, favorece la infiltración del agua de escorrentía, minimizando el transporte de suelo por erosión, pero facilitando la formación de niveles freáticos altos y de grandes deslizamientos.

Alguno estudios revelan que, en Colombia, la ocurrencia de deslizamientos es mayor en áreas cultivadas que en los bosques naturales. Evidencias similares se han encontrado en otros países (Sidle y Chigira, 2004).

Debe tenerse en cuenta que cuando las lluvias son muy intensas y de larga duración, el efecto de la vegetación sobre el ciclo hidrológico es mínimo. El efecto sin embargo, es muy importante en áreas con regímenes moderados de lluvias (Walker y Mohen, 1987).

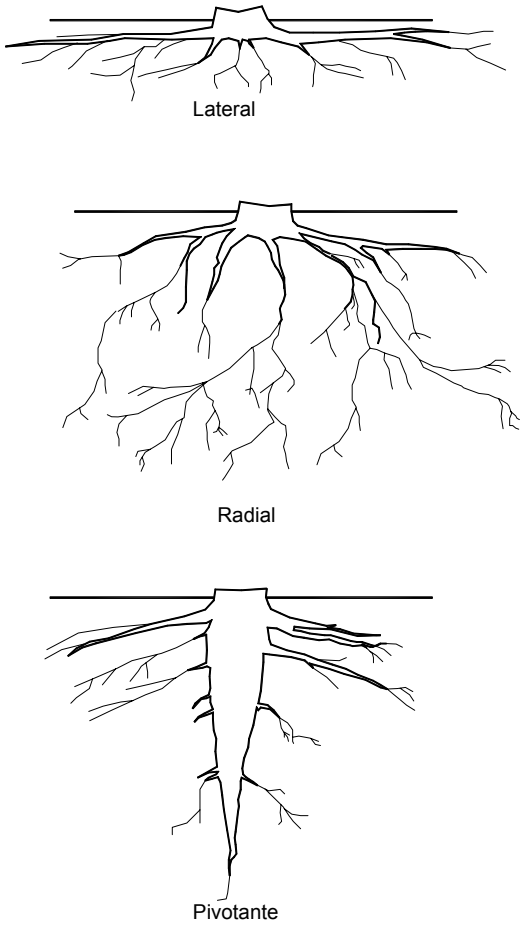


Figura 9.4 Tipos de raíz.

CARACTERÍSTICAS DE LAS RAÍCES

Los principales factores que determinan el desarrollo de las raíces son:

- Disponibilidad de nutrientes en el suelo
- Disponibilidad de oxígeno
- Contenido de humedad
- Succión o presión osmótica
- Temperatura del suelo
- Niveles de toxinas y elementos patogénicos
- Sistema de poros

Las características de las raíces dependen de la especie vegetal, la edad, las propiedades del perfil de suelo y el medio ambiente.

Profundidad de las Raíces

La profundidad de las raíces generalmente no supera los cinco metros en árboles grandes, dos metros en los arbustos y 30 centímetros en los pastos; aunque se han reportado casos de raíces de árboles de más de 30 metros de profundidad (Macgregor y Macmanus, 1992).

La extensión lateral del sistema radicular generalmente es mayor que su profundidad y en algunos casos supera los 50 metros de longitud.

La longitud de las raíces y su profundidad deben evaluarse para determinar su efecto sobre la estabilidad de un talud. Watson y O`Loughlin (1990) midieron el tamaño de las raíces de un pino Monterrey de 25 años y encontraron que mientras la raíz se extendía lateralmente 10.4 metros, alcanzaba una profundidad máxima de solamente 3.10 metros y un promedio de 2.4 metros.

Se ha encontrado que la longitud de las raíces es mayor cuando el árbol se encuentra en un suelo bien drenado granular, que cuando se encuentra en un suelo arcilloso. Aparentemente, este efecto se debe a la necesidad que el árbol tiene de buscar agua en el caso de que el drenaje sea bueno.

Ante la dificultad de poder determinar con precisión la longitud de raíz debido a la poca información existente sobre las características radiculares de las diversas especies, se puede tomar como regla general que la raíz se extiende lateralmente 1.5 veces el radio de la corona del follaje, aunque debe tenerse en cuenta que en algunos casos, las raíces pueden extenderse hasta 22 veces el radio de la corona (Kozlowski, 1971).

La profundidad de refuerzo de las raíces de los pastos es de solo 20 centímetros comúnmente, pero algunas especies tienen profundidades que permiten el anclaje a mantos de roca relativamente profundos.

Se conoce de Eucaliptus con raíces de hasta 27 metros y raíces de bosque tropical hasta de 30 metros de profundidad, pero la mayoría de los árboles tienen raíces de profundidad hasta de tres metros (Greenway, 1987) y esta es la profundidad hasta la que puede confiarse un refuerzo con raíces.

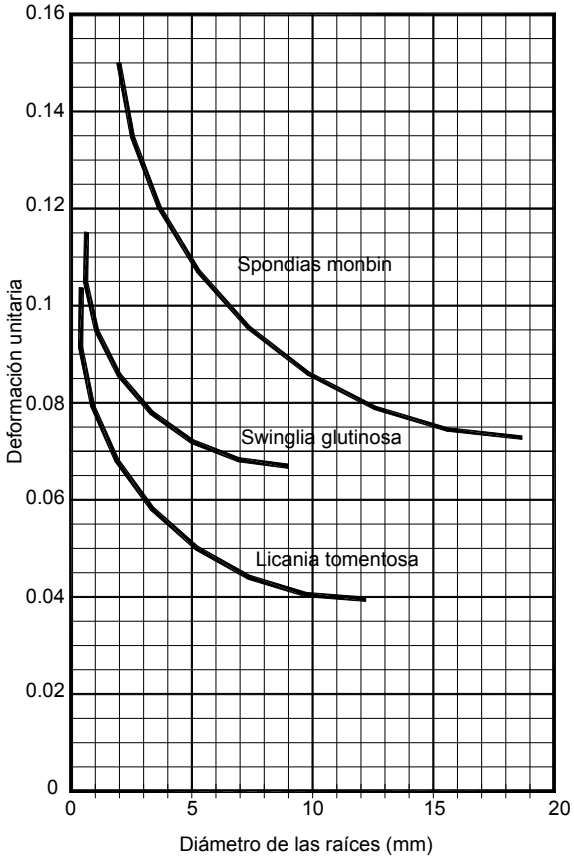


Figura 9.5 Deformación a la rotura de las raíces de algunas especies vegetales tropicales.

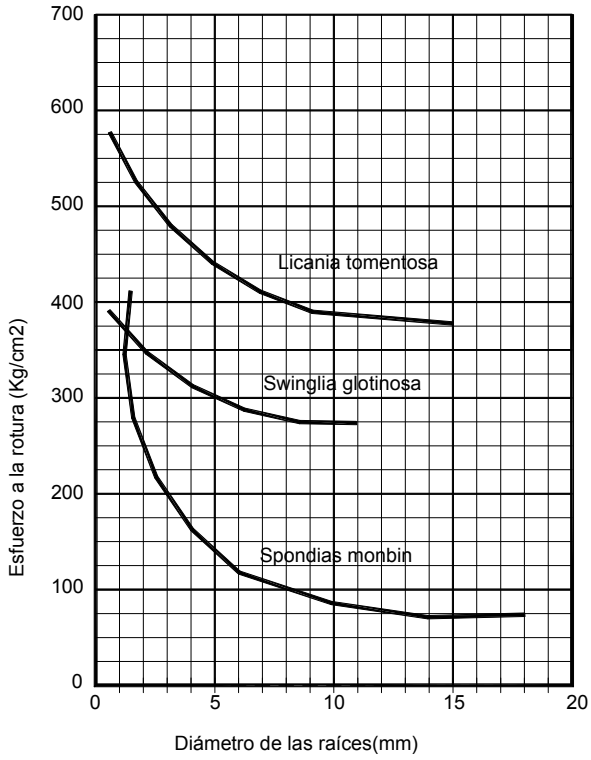


Figura 9.6 Resistencia a la tensión de las raíces de algunas especies vegetales tropicales.

Algunas plantas (Greenway, 1987) poseen un sistema de raíz "extensivo", en el cual las raíces alcanzan profundidades o extensiones grandes, mientras otras forman un sistema "intensivo" con raíces más cortas y finas.

Leventhal y Mostyn (1987) indican que las raíces de diámetro menor a 20 milímetros, son las más importantes para la estabilidad de un talud que las raíces de mayor diámetro.

Otro factor que contribuye a la resistencia del sistema suelo- raíces es la densidad de raíces por volumen de suelo. El número de raíces por unidad de área y su diámetro, puede evaluarse como una relación de áreas raíz-suelo en un plano determinado de falla.

Un sistema de recolección de información consiste en tomar muestras de suelo con raíces, por un sistema de tamizado separar las raíces de suelo, y con la comparación de los volúmenes determinar la relación raíz-suelo.

Otro sistema podría consistir en dibujar en la pared de un apique utilizando papel de acetato, las áreas de raíz y evaluar la relación suelo-raíces.

Forma del Sistema de Raíces

La forma de las raíces puede presentar tres esquemas diferentes así (figura 9.4):

- *Raíz de extensión lateral.* La experiencia del autor muestra que en la mayoría de los casos la extensión lateral de las raíces es mucho mayor que la profundidad, con excepción de las raíces pivotantes, las cuales a su vez no son muy profundas. En este orden de ideas, el anclaje de las raíces es principalmente paralelo a la superficie del terreno; sin embargo, no debe desestimarse la penetración de las raíces en las fisuras de la roca, anclando el suelo superficial o el efecto de anclaje en los dos primeros metros de suelo.

- *Raíz de extensión radial.* Las raíces de extensión radial tienen la ventaja de profundizarse y al mismo tiempo extenderse lateralmente, generando efecto de arco, el cual es muy importante en la estabilización de deslizamientos poco profundos.

- *Raíz pivotante.* Consiste en una raíz vertical profunda centrada con ramificaciones de raíces pequeñas. Generalmente, las raíces pivotantes alcanzan profundidades mayores que las raíces laterales o radiales. Estas raíces son muy efectivas para la estabilización de deslizamientos poco profundos.

Resistencia del Sistema Suelo - Raíces

En la literatura se encuentran informes contradictorios relacionados con el efecto de las raíces sobre la resistencia al cortante de los suelos.

Gray (1974) observa que las raíces aumentan la resistencia al cortante por incremento de la cohesión aparente del suelo, reportando incrementos de resistencia hasta de 3 a 4 veces.

Yagi y otros (1994) encontraron en pruebas de laboratorio que no existe prácticamente ninguna variación en el ángulo de fricción y la cohesión por la presencia de raíces o el aumento del porcentaje volumétrico de raíces en el suelo.

Gray y Ohashi (1983) indicaron que la orientación de las raíces en un ángulo de 60 grados con la superficie de cortante, aumenta a un máximo la resistencia al cortante equivalente a la dirección principal de tensión, lo cual se entiende como una resistencia generada por la tensión en las raíces.

Tabla 9.3 Ensayos de resistencia a la tensión de algunas raíces de plantas tropicales.

Especie	Deformación Máxima (%)	Deformación Mínima (%)	Carga de Tensión Máxima (Kg/cm^2)	Carga de Tensión Mínima (Kg/cm^2)
Bambusa vulgaris	15.79	14.25	386.69	276.10
Espondias mombin	15.16	7.38	366.41	76.84
Licania tomentosa	10.70	3.83	576.86	360.65
Swinglea glutinosa	11.48	6.72	633.01	0.60

La resistencia a la tensión de las raíces puede ser hasta el 30% de la del acero según Schiechtl (1980) y pueden extenderse varios metros por debajo de la superficie del talud.

La resistencia promedio a la tensión de las raíces depende de las características y estructura de la planta y puede variar desde 1300 psi hasta 7000 psi (Burroughs y Thomas, 1976; Gray, 1978 y Turmanina, 1965).

Las raíces de árboles y arbustos poseen un comportamiento a la tensión con un bajo módulo de elasticidad y según Gray y Ohashi (l983) no se rompen durante el proceso de corte del suelo; sin embargo, ensayos realizados con raíces en Colombia muestran deformaciones a rotura muy compatibles con el comportamiento al cortante de los suelos en la mayoría de las raíces ensayadas, especialmente en raíces con diámetro superior a 1 mm (Tabla 9.3).

El porcentaje de deformación a la rotura disminuye al aumentar el diámetro en la mayoría de las especies ensayadas (Figuras 9.5 y 9.6).

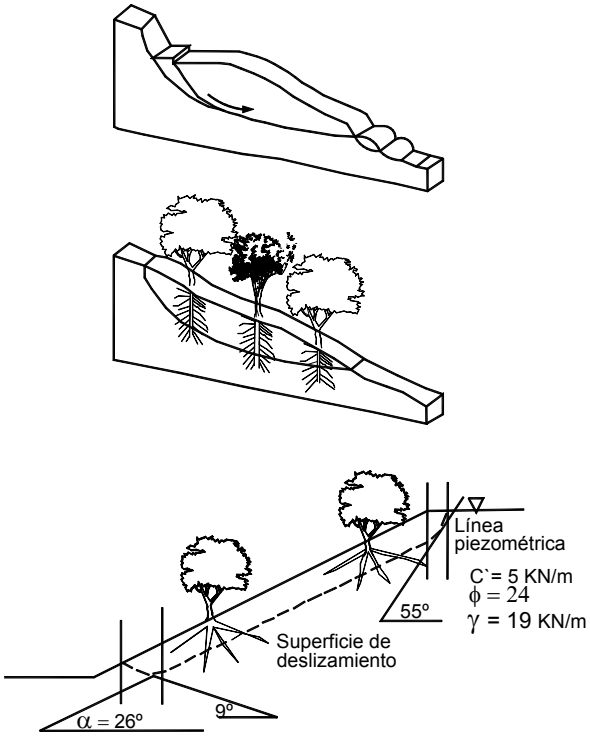


Figura 9.7 Efecto de las raíces para el control de deslizamientos poco profundos.

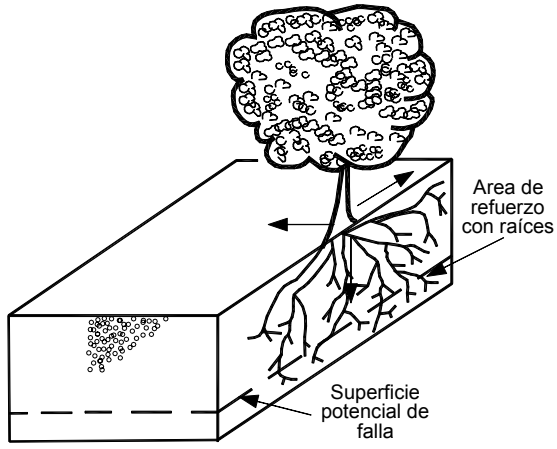


Figura 9.8 Refuerzo de superficie de falla por las raíces de los árboles.

Las raíces de mayor diámetro dan generalmente, menores valores de resistencia a la tensión en las mismas condiciones; sin embargo, al realizar pruebas con raíces de diferente árbol pero del mismo tipo o variedad, los resultados de resistencia a la tensión pueden variar hasta en un 500%, lo cual dificulta la asignación de una resistencia específica para elaborar un modelo matemático.

La relación entre la resistencia a la tensión de la raíz y su diámetro puede expresarse en la forma de una simple ecuación logarítmica:

$$T_r = nD^m$$

Donde:
T_r = Resistencia a la tensión de la raíz
D = Diámetro
n y m = Constantes empíricas que se deben determinar para cada especie de árbol

La edad del árbol y sus condiciones ambientales (clima, humedad, suelo, etc.) producen un cambio importante en la resistencia a la tensión de las raíces. Suyama (1992) reporta que las raíces individuales aumentan su resistencia a medida que ellas son más largas.

Los ensayos de resistencia a la tensión en raíces han sido difíciles debido a que se tienen problemas con las mordazas, en razón de que la piel de las raíces o las fibras exteriores tienden a deformarse, independientemente de las fibras interiores y las mordazas tienden a soltarse.

Metodología de análisis

Para facilidad en el empleo de modelos sistematizados de análisis se utiliza la siguiente metodología:

- Se determina el espesor de la capa de suelo con raíces.
- Se hace un análisis de número de raíces por unidad de área, diámetros y resistencia, y se obtiene la resistencia a la tensión de las raíces por unidad de área de suelo.
- Se realizan ensayos de tensión y de deformación de raíces para determinar qué diámetros de raíces no se deben tener en cuenta en el análisis (de acuerdo a su porcentaje de deformación a rotura).
- Se calcula la fuerza a la tensión de las raíces por unidad de área de suelo.

$$F_r = \sum a_r \text{ x } f_r$$

Donde:

a_r = Area neta de raíces (tomada de la relación de áreas raíz-suelo).

f_r = Resistencia a la tensión de la raíz (de acuerdo a la variedad vegetal).

La fuerza de tensión puede analizarse como una fuerza de anclaje horizontal o puede convertirse en cohesión aparente (Cr), adicionándose a la cohesión del suelo.

Resistencia al arrancamiento

Otro elemento importante es la resistencia de la raíz al arrancamiento. En pruebas de arrancamiento en campo generalmente, la raíz se rompe y no se deja arrancar y al observar fallas de arrancamiento por fuerza del viento en la mayoría de los casos, el suelo es arrancado conjuntamente

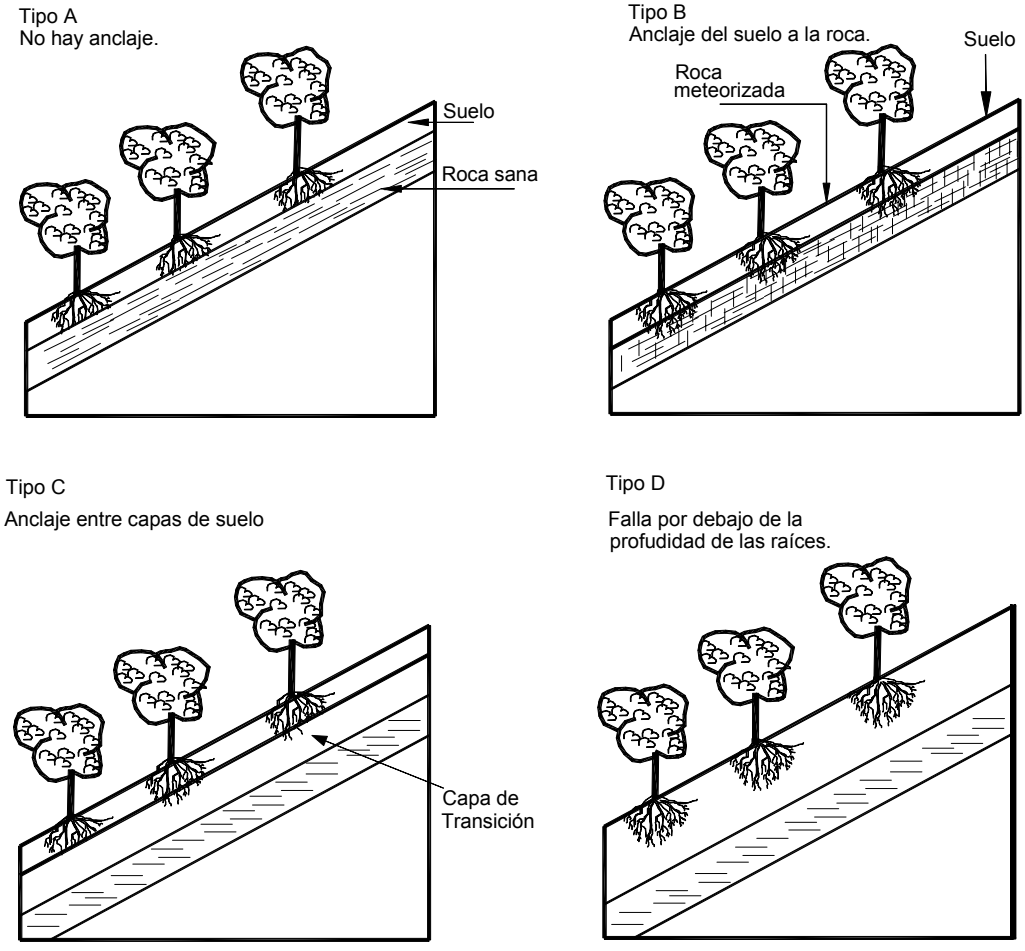


Figura 9.9 Tipos de anclaje de la superficie de falla por acción de las raíces (Tsukamoto y Kusakabe).

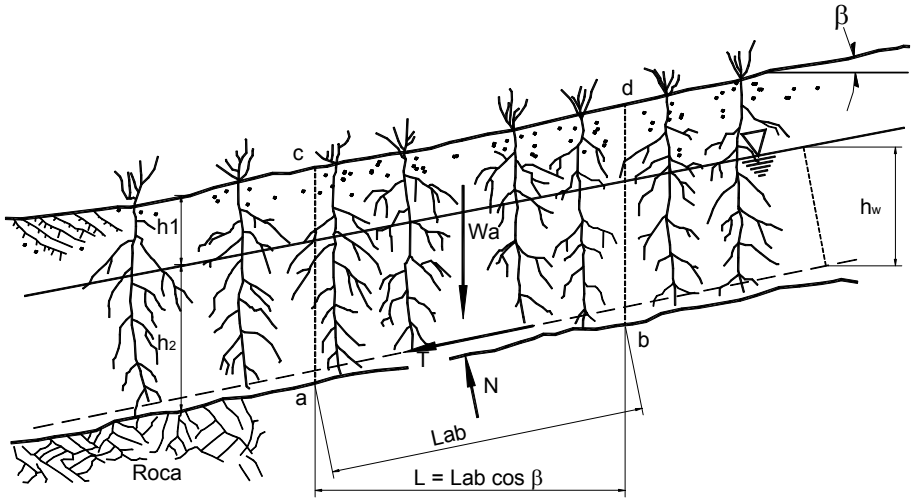


Figura 9.10 Fuerza de anclaje de arbustos y de hierbas de raíz profunda (Bache y Mackaskill, 1984).

con la mayor parte del sistema radicular y la falla a rotura de las raíces ocurre sobre una superficie en la cual la densidad de raíces es menor, solo en algunas ocasiones las raíces profundas son arrancadas.

ACCIÓN DE REFUERZO DE LAS RAÍCES

Las raíces refuerzan la estructura del suelo y pueden actuar como anclajes en las discontinuidades (Figura 9.7).

Sidle (1985) explica el efecto de las raíces sobre la resistencia del suelo en tres formas:

- Unir materiales de los suelos inestables a mantos más estables. Este efecto es más pronunciado donde la superficie crítica de falla se encuentra en la zona de raíces.

- Formar una red densa entretejida en los primeros 30 a 50 cms de suelo, y esta red forma una membrana lateral que tiende a reforzar la masa de suelo más superficial y sostenerla en el sitio.

- Unir los grupos de partículas impidiendo la ocurrencia de pequeños deslizamientos.

Ensayos realizados por Campos (1991), demuestran que las raíces aumentan la cohesión de muestras de suelo en gran proporción.

Las raíces individuales actúan como anclajes que estabilizan los arcos de suelo que se extienden a través del talud. Las raíces actúan como pilas de refuerzo.

El sistema radicular de un árbol, en forma conjunta con otros árboles puede formar efectos de arco, similares a los de las pilas o pilotes.

Debido a que las redes de raíces se extienden hacia afuera y adentro desde el árbol, es muy importante determinar la influencia del tipo de especie, tamaño, espaciamiento, etc. Para tener información de la distribución espacial de la resistencia aportada por las raíces (Figura 9.8).

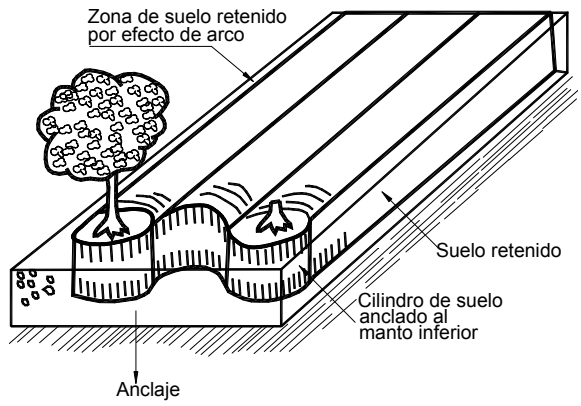


Figura 9.11 Efecto de arco de la vegetación

Clasificación del sistema de refuerzo

Una clasificación del refuerzo de taludes con las raíces de los árboles fue propuesta por Tsukamoto y Kusakabe (1984) (Figura 9.9).

- TIPO A: Taludes que poseen una capa muy delgada de suelo sobre roca masiva y sin defectos que permitan puntos de anclaje para las raíces y una superficie de falla potencial entre el suelo y la roca.

- TIPO B: Una capa delgada de suelo sobre una roca con fracturas o defectos que permiten la entrada y anclaje de las raíces.

- TIPO C: Varias capas de suelo y las raíces penetran normalmente las interfaces, reforzando los contactos entre las diversas capas.

- TIPO D: Taludes con una capa gruesa de suelo y raíces a profundidades superiores a las de las superficies potenciales de falla.

Efecto de Anclaje

Un efecto positivo muy importante es el "anclaje" de masas de suelo por las raíces (Figura 9.10). Las características físicas de las raíces determinan el efecto de anclaje o refuerzo del suelo, y la densidad del sistema radicular mejora la retención de las partículas o masas de suelo, aumentando la resistencia a la erosión.

El fenómeno del efecto de refuerzo de las raíces debe estudiarse en una forma global, analizando la superficie de falla al cortante de un talud, pudiéndose observar dos elementos principales:

- La movilización de la resistencia a la tensión de las raíces por efecto de anclaje de las raíces a materiales más resistentes. Este efecto es muy importante en perfiles de poco espesor de suelos residuales, en los cuales las raíces se anclan en la roca o en los materiales menos meteorizados.

- La profundización de la superficie crítica de falla en profundidades por debajo del volumen de presencia densa de raíces. Este efecto es importante en perfiles de suelo de gran espesor.

Efecto de Arco

Para reducir el riesgo de movimientos, el espaciamiento de los árboles debe ser lo más cercano posible. Un árbol junto a otro puede generar un efecto de arco (Figura 9.11).

Sin embargo, no se requiere que las raíces se entrelacen y el efecto de arco puede lograrse con separaciones de raíces entre 3 y 10 m dependiendo de las características del material del talud y del tipo de árbol (Gray, 1978). Una separación de 10 m entre árboles de grandes raíces produce soporte sustancial en la mayoría de los casos.

ESTABILIDAD DE TALUDES CON VEGETACIÓN

De acuerdo con las investigaciones de Yagi y otros (1994), para fallas a poca profundidad para dos casos específicos en el Japón, el factor de seguridad de acuerdo al modelo de análisis propuesto por Enoki aumentó de 10% a 13.5%, para niveles altos de densidad de vegetación.

Un caso específico es Hong Kong, Greenway (1987) reporta un aumento del 33% en el factor de seguridad para un talud con árboles de aproximadamente 10 m de altura y 3 m de profundidad de las raíces, utilizando el método de análisis de Janbú. El efecto analizado en este caso fue el de profundización de la superficie crítica de falla de 1.0 a 2.5 m.

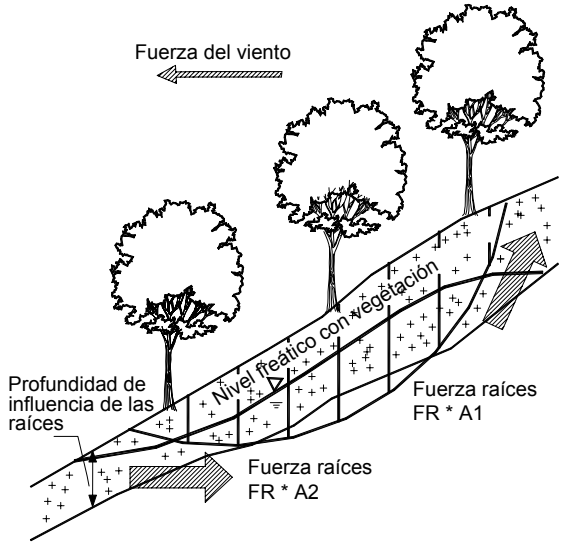


Figura 9.12 Esquema del análisis propuesto para calcular el factor de seguridad teniendo en cuenta el efecto de la vegetación.

Dependiendo del modelo que se utilice, los factores de seguridad varían. Generalmente se obtienen valores de aumento inferiores al 30% para casos normales de vegetación densa y superficies de falla hasta de dos metros de profundidad.

En los casos de superficies de falla profundas, el efecto es menor y para fallas de más de cinco metros de profundidad, el efecto es muy pequeño, en razón de que en taludes de pendiente alta, las raíces de los árboles generalmente alcanzan profundidades menores a cinco metros.

Cálculo de la Resistencia Suelo - Raíces

Se han desarrollado diferentes métodos para cuantificar la contribución de los sistemas de raíces a la resistencia al suelo:

- Ensayos de corte directo (Waldron y otros, 1983)
- Análisis de taludes fallados (Sidle y Swanston, 1982)
- Modelos de resistencia de las raíces (Gray y Megahan, 1981)
- Información de densidad de raíces (Burrough y Thomas, 1977)

La cohesión debida a las raíces puede incorporarse como cohesión efectiva en la ecuación Mohr-Coulomb para el análisis de estabilidad de taludes, utilizando las teorías de equilibrio límite.

La resistencia total S del sistema suelo-raíces puede expresarse por medio de la ecuación modificada de Coulomb:

$$S = (S_S + \Delta S_R) + \sigma' \tan \phi'$$

Donde:
S =Resistencia del sistema sin raíces
σ' =Esfuerzo normal
ϕ' = Angulo de fusión del suelo

El modelo propuesto para análisis incluye la metodología del sistema de Janbú (1973), adicionando fuerzas de tensión calculadas por unidad de área de superficie de falla (Figura 9.12). La dirección de cada fuerza es tangente a la superficie de falla y su valor depende de la densidad de raíces y la resistencia calculada de la raíz para el diámetro promedio de raíces y su efecto solamente se tiene en cuenta hasta la profundidad en la cual la densidad de raíces es mayor del 10% del área paralela a la superficie del talud. Esto equivale a asimilar el efecto de las raíces a una cohesión.

Las raíces de diámetro superior a 1 mm representan un anclaje real que puede tenerse en cuenta en el análisis de estabilidad de un talud o ladera, utilizando los modelos matemáticos tradicionales de la mecánica de suelos.

Aumento de la Cohesión del Sistema Suelo - Raíces

Las raíces producen una cohesión del sistema del suelo-raíces utilizando el refuerzo de la fibra de la raíz, la cual aumenta la resistencia del suelo.

El efecto del refuerzo debido a las raíces, es soportado por una gran cantidad de inventario de deslizamientos que comprueban que la resistencia del suelo disminuye después de remover la vegetación.

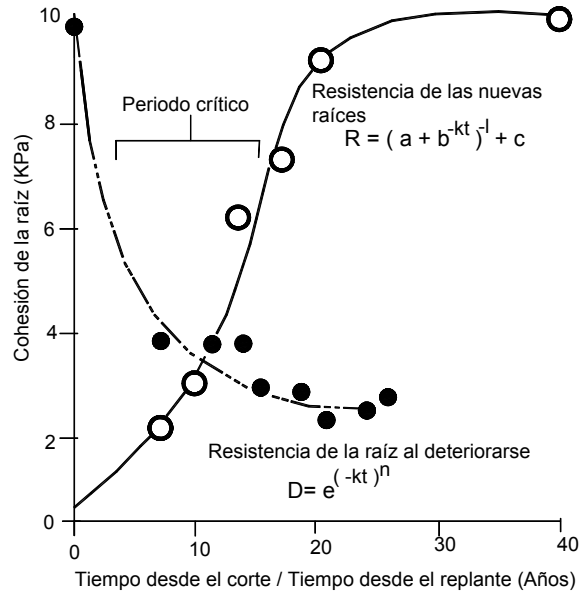


Figura 9.13 Efecto de la remoción y remplazo de un bosque industrial (Sidle y otros, 2006).

Los valores de la cohesión debida a las raíces son difíciles de obtener y generalmente se calculan utilizando análisis de fallas ocurridas o ensayos de corte directo. La variación de la cohesión con el tiempo es lenta y compleja de determinar.

La morfología y distribución del sistema de raíces afecta en forma determinante la resistencia del sistema suelo-raíces.

Para el análisis de la cohesión generalmente se realizan las siguientes suposiciones (Schmidt y otros, 2001):

- La resistencia a la tensión de las fibras individuales de las raíces se moviliza totalmente. Esta suposición sobre estima el efecto de las raíces.

- El ángulo de fricción del suelo no se afecta por las raíces. No es claro la contribución friccionante de las raíces.

- Todas las raíces fallan simultáneamente en un deslizamiento. En la práctica la falla de las raíces es progresiva.

- Las raíces son flexibles e inicialmente se encuentran orientadas perpendicularmente a la superficie de falla.

  Sin embargo, los ensayos de laboratorio muestran que el efecto en las raíces es similar así se encuentren perpendiculares u orientadas a la superficie de falla.

- La cohesión aportada por la raíces es directamente proporcional a la relación A_r/A_s, donde A_r es el área cubierta por raíces y A_s el área de suelo. Algunos autores (Shewbridge y Sitar, 1989) argumentan que el aumento del refuerzo es no lineal. Esta suposición puede sobre-estimar la cohesión en sitios con altos valores de densidad de raíces.

- El efecto potencial de las raíces sobre la presión de poros se desprecia.

- La cohesión de las raíces desprecia los momentos flectores de las raíces individuales.

Generalmente, se utilizan valores típicos regionales de cohesión de acuerdo a las características del bosque. Los valores de cohesión del sistema suelo-raíces varían de 6 a 23 kPa en bosques industriales y de 25 a 94 kPa en bosques naturales (Schmidt y otros, 2001).

LA DEFORESTACIÓN

Los efectos de la deforestación sobre la estabilidad de los taludes pueden no ser inmediatos. Inicialmente se produce un cambio hidrológico y un aumento de la erosión superficial y de la infiltración, pero los efectos desastrosos se observan cuando la infraestructura radicular original se descompone, generalmente entre 2 a 5 años después de la deforestación.

Bache (1984) reportó que en árboles de raíces profundas a los 30 meses después de la deforestación, la resistencia a la tensión de las raíces disminuyó entre 65 y 86% dependiendo de la especie.

Las raíces más pequeñas, que son las que tienen mayor resistencia a la tensión o al arrancamiento son las primeras en descomponerse. La rapidez con que se descomponen depende de la especie de árbol y de las condiciones del sitio y del suelo.

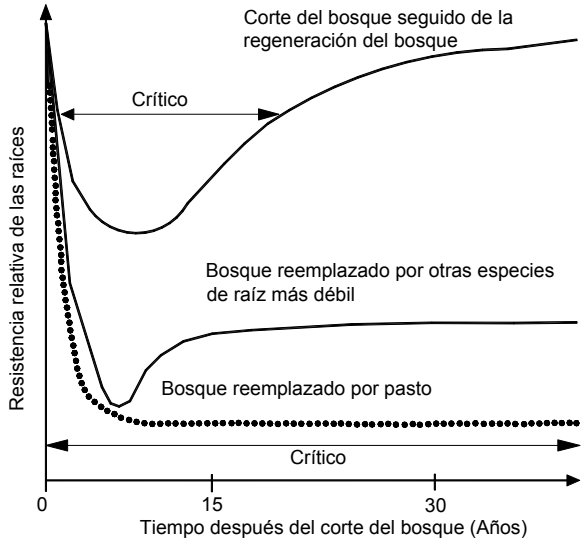


Figura 9.14 Cambio de resistencia relativa de las raíces al realizar conversión del bosque por prácticas de agricultura (Siddle y Dhakal, 2002).

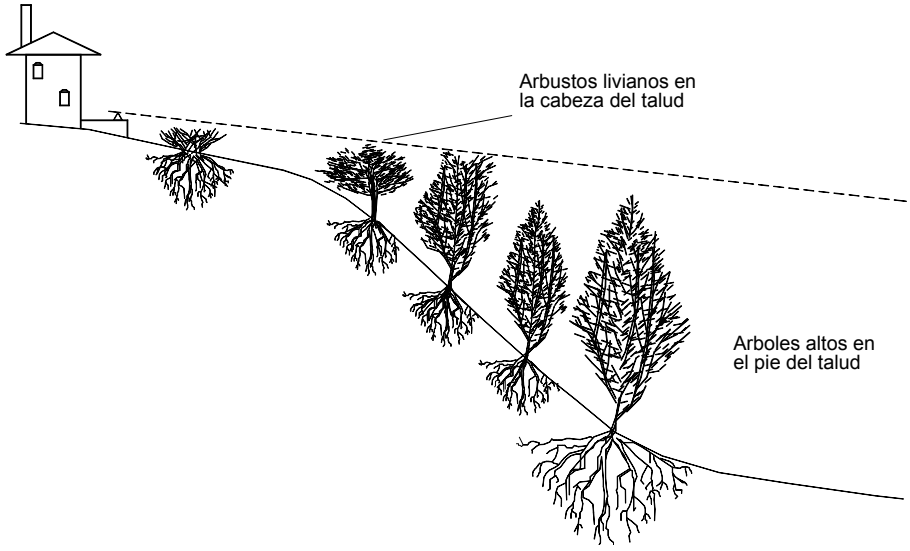


Figura 9.15 Elementos de arquitectura y paisajismo en el diseño de revegetalización.

De acuerdo con O'Loughlin y Watson (1979), la tensión en el proceso de descomposición puede determinarse por la expresión:

Donde:

$$T_{rt} = T_{r0e^{-bt}}$$

T_{rt} = Tensión de las raíces un tiempo t después de cortado
T_{r0} = Tensión de las raíces con el árbol vivo
b = Probabilidad de descomposición
t = Tiempo desde el momento del corte

Las ratas de deforestación en los países tropicales son muy altas y son muy escasos los programas de recuperación de estas áreas.

Si la vegetación de raíz profunda es removida, se reducen las tensiones capilares y se eleva el nivel de agua freática dentro del talud.

En bosques industriales se acostumbra cortar los árboles y resembrar. El efecto es que el deterioro de las raíces antiguas es más rápido que el crecimiento de las raíces nuevas. Como resultado hay un período de susceptibilidad alta a los deslizamientos, como se observa en las figuras 9.13 y 9.14.

Uno de los peores casos es la destrucción del bosque para uso del suelo en agricultura o ganadería. En este caso el bosque se reemplaza por una vegetación de menor profundidad y resistencia de las raíces y diferentes prácticas de manejo.

La destrucción de bosque para la siembra de café, cacao, frutales, palma, caucho y otras especies ocurre con frecuencia en los países tropicales. Sin embargo, la situación más crítica es el reemplazo del bosque por agricultura no arbórea como el maíz, tomate, etc. En este caso se pierde totalmente la resistencia aportada por las raíces del bosque original.

Igual situación ocurre con la destrucción de los bosques para uso del terreno en ganadería. La destrucción progresiva de los bosques ha incrementado la ocurrencia de deslizamientos (Harwood, 1996; Fischer y Vasseur, 2000; Sidle, 2005). La destrucción del bosque conduce necesariamente a un incremento de probabilidad de deslizamientos.

DISEÑO DE REVEGETALIZACIÓN

La revegetalización de un talud ayuda a controlar la erosión y a aumentar el factor de seguridad. Por esta razón cada día se utiliza más la vegetación en la estabilización de taludes.

El efecto de la vegetación es una interacción compleja entre factores hidrológicos y mecánicos de difícil cuantificación (Figura 9.15).

El establecimiento de vegetación no es fácil y deben tenerse consideraciones especiales para su diseño; sin embargo, todo diseñador debe considerar la vegetación como un sistema básico de estabilización para los taludes en suelo o roca meteorizada (Grados IV, V y VI).

Un caso específico de estabilización de taludes utilizando revegetalización, es el deslizamiento de Cucaracha en el corte Gaillard en el Canal de Panamá. El deslizamiento histórico de Cucaracha se reactivó en 1986 bloqueando prácticamente el canal (Berman, 1991).

Como parte de un programa combinado de estabilización se plantaron 60.000 árboles de rápido crecimiento, tales como Acacios y Gomelinas (Rivera, 1991). Generalmente el proceso de revegetalización de taludes se ha concentrado en el uso de pastos olvidándose de los arbustos, hierbas y árboles.

Como regla general, nunca debe plantarse una sola especie, sino una sucesión de variedades en tal forma que se recupere el sistema vegetativo original. Se debe considerar además el manejo apropiado de las técnicas de vegetación para ayudar en el proceso natural de sucesión.

Tabla 9.4 Sistemas de protección utilizando biotecnología (modificada de Gray y Sotir, 1992).

Categoría	Descripción
Vegetación convencional	Siembra por semillas estolones o macetas.
Plantas maderables utilizadas como refuerzo	Estacas vivas y colchones de maleza.
Estructuras con vegetación	Gaviones, estructuras de llantas usadas, muros criba, geomallas, revestimientos sintéticos.

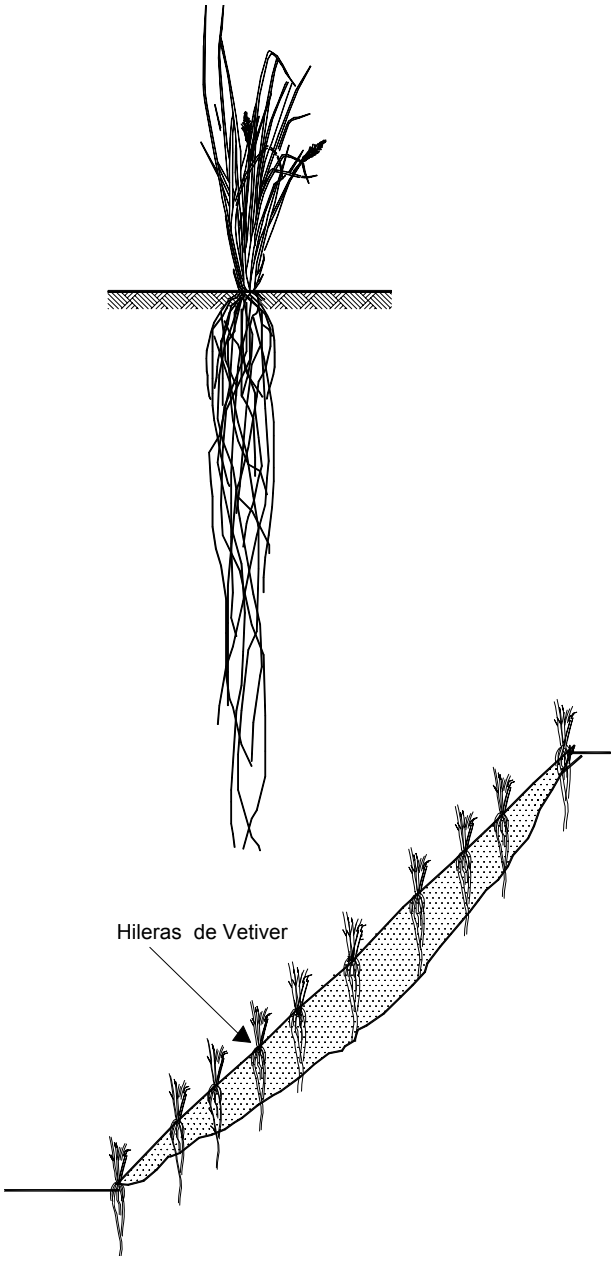


Figura 9.16 Esquema de una planta de vetiver y su efecto sobre la estabilidad de un talud.

Bioingeniería

La estabilización de taludes por el uso combinado de vegetación y elementos estructurales adicionales trabajando de una manera conjunta e integrada, se le conoce como estabilización Biotecnológica de taludes (Tabla 9.4). Este concepto de estabilización comprende parámetros ambientales muy importantes y su efectividad ha sido extraordinaria (Gray y Leiser, 1982).

Pastos y plantas diseñadas con el propósito de producir refuerzo del suelo se pueden plantar junto con muros de contención o sistemas estructurales abiertos en forma de grilla, con espacios para el crecimiento de la vegetación.

Por ejemplo, Gray y Sotir (1992) describen el uso de enrocados conjuntamente con vegetación para la estabilización de un talud, en el cual la vegetación ayudó a retener los bloques de roca y al mismo tiempo reforzar el talud.

La utilización de mantos orgánicos o mantos sintéticos junto con la vegetación conforman una protección integral contra la erosión. Generalmente estos materiales se desintegran después de que las plantas crecen y se establecen en forma permanente.

La utilización de trinchos empleando estacas con maderas y ramas de maleza, representan soluciones muy interesantes para el manejo de taludes. La biotecnología por sus características ambientales es muy atractiva para la estabilización de taludes.

Limitaciones de la Protección Vegetal

El establecimiento exitoso de vegetación en un talud está determinado por muchos factores tales como época de siembra, pendiente del talud, localización, y composición de los materiales del talud.

Las épocas ideales de plantación son las semanas anteriores a la temporada de lluvias; sin embargo, se puede realizar el plante en épocas secas disponiendo de un programa adecuado de riego.

La pendiente de los taludes tiene un efecto importante en el esfuerzo requerido para establecer la cobertura vegetal. Para taludes de pendiente alta, se requiere colocar elementos de anclaje para los pastos y bermas para los árboles.

En taludes de pendiente fuerte se aconseja no sembrar árboles, sino arbustos para disminuir las fuerzas del viento sobre ellos.

Si los materiales son muy duros se puede requerir la excavación de cajas profundas para la siembra de cada arbusto y deben utilizarse cantidades importantes de suelo orgánico o fertilizantes.

Con referencia a la localización del talud, los taludes que reciben la exposición directa del sol de la tarde presentan mayores dificultades para la vegetación, que los que reciben el sol de la mañana o poseen condiciones de sombra relativa.

Deben analizarse, además, los factores relacionados con la presencia del hombre: pisoteo, quemas, basuras, humo de los vehículos, contaminación, etc.

Tabla 9.5 Ventajas y desventajas de los diversos tipos de planta (Gray y Sotir, 1996).

Tipo	Ventajas	Desventajas
Pastos	Versátiles y baratos; variedades para escoger con diferentes tolerancias; fácil de establecer; buena densidad de cobertura.	Raíces poco profundas y se requiere mantenimiento permanente.
Juncos	Crecen rápidamente y son fáciles de establecer en las riberas de ríos.	Difíciles de obtener y el sistema de plantación no es sencillo.
Hierbas	Raíz relativamente profunda.	Algunas veces son difíciles de establecer y no se consiguen raíces.
Arbustos	Variedades para escoger. Existen especies que se reproducen por estaca . Raíz profunda, buena cobertura, bajo mantenimiento.	Algunas veces son díficiles de establecer.
Árboles	Raíces profundas, no requieren mantenimiento.	Es demorado su establecimiento y generalmente son más costosos.

Selección de Especies Vegetales

Como no existen especies universales se debe acudir a los expertos forestales para escoger la especie de pasto, hierba, arbusto o árbol que se debe utilizar para cada caso específico, teniendo muy en cuenta la experiencia local y las diferencias de tolerancias y hábitos de las diferentes especies.

El tipo de vegetación que cubre la superficie del talud tiene efecto sobre la estabilidad, por ejemplo, Campbell (1975) reportó que los deslizamientos de suelo eran 3 a 5 veces más frecuentes en taludes cubiertos por pastos que en aquellos cubiertos por maleza y arbustos.

La especie vegetal debe seleccionarse que sea compatible con las condiciones del suelo y el sitio, incluyendo disponibilidad de agua, nutrientes, PH, clima, regulaciones gubernamentales, etc.

Ciertos tipos de planta son intrínsecamente mejores que otras para objetivos de estabilización específicos (Tabla 9.5).

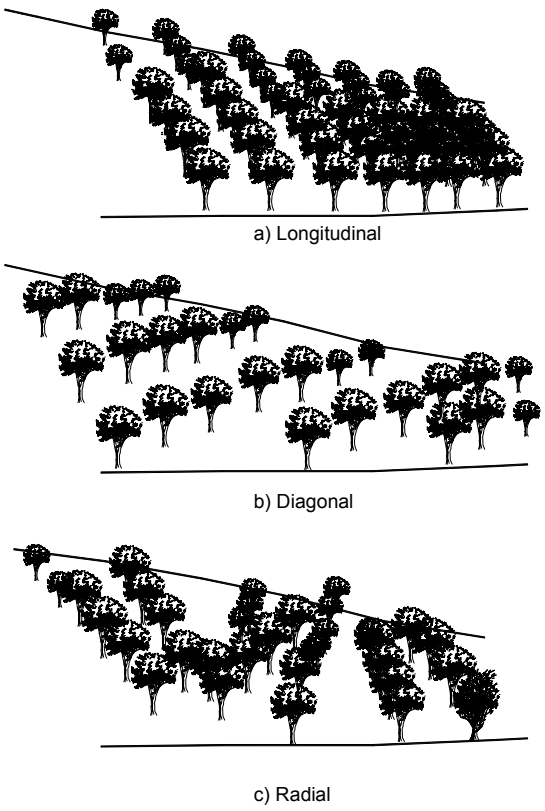


Figura 9.17 Arreglo de árboles en el talud.

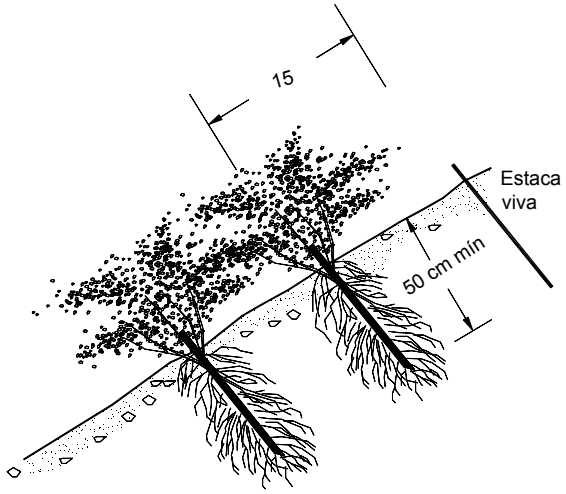


Figura 9.18 Estacas vivas.

La vegetación maderable posee raíces más profundas y más resistentes que las plantas herbáceas y pastos, y provee un mejor refuerzo y efecto de arco.

El Vetiver como Planta para Estabilizar Deslizamientos

El Vetiver (Vetiveria Zizanioides L.) es una especie de pasto originario de Asia, que se está utilizando con mucha frecuencia en los países tropicales para el control de erosión y para disminuir el potencial de deslizamiento de los taludes.

Esta planta es una gramínea perenne con apariencia de maleza, que alcanza una altura hasta de 1.6 metros en condiciones óptimas y posee un sistema de raíces con una gran cantidad de cilindros fibrosos capaces de alcanzar profundidades de 4 a 5 metros (Figura 9.16).

El Vetiver resiste fácilmente las sequías y la inmersión en agua, debido a la profundidad de sus raíces. Le gusta la exposición al sol y es capaz de adaptarse a gran cantidad de suelo, desde arena a arcilla y a altitudes climáticas desde el nivel del mar hasta 2500 metros.

El Vetiver crece tanto en ambientes ácidos como en ambientes alcalinos ($4<pH<11$). Resiste concentraciones grandes de contaminantes y no requiere de fertilidad alta del suelo. Idealmente requiere una temperatura de 15°C. La resistencia a la tensión de las raíces del Vetiver varía de 25 a 60 Mpa (Cazzuffi y otros, 2006).

Establecimiento de Vegetación

Los árboles son las especies más difíciles de establecer y deben localizarse en el talud en tal forma que la humedad sea lo más permanente posible. Es conveniente la construcción de terrazas o sistemas de concentración de aguas en las áreas de siembra de los árboles.

La poda de los árboles es una práctica muy útil para generar un crecimiento armónico. Existen épocas del año más propicias que otras para la poda de los árboles y debe tenerse cuidado de no malograr su crecimiento por poda en un período no propicio.

La forma como se localizan los árboles en el talud puede afectar su comportamiento. Los arreglos pueden ser longitudinales, transversales, diagonales, cruzados o radiales (Figura 9.17). Ciertos tipos de pastos requieren riego permanente y no es recomendable utilizarlos en taludes en los cuales se puedan producir épocas de sequía.

Estacas vivas

Las estacas vivas son longitudes de tallo de árboles y arbustos que se entierran en el suelo con el objeto de que broten árboles (Figura 9.18). El procedimiento es simple, rápido y económico. Las estacas vivas pueden utilizarse como un tratamiento primario en el cual las estacas cumplen un objetivo de anclar otros elementos como trinchos o mantos vegetales, las cuales posteriormente se convertirían en árboles o arbustos. Las estacas deben ser generalmente de uno a tres centímetros de diámetro y de 60 centímetros a un metro de longitud.

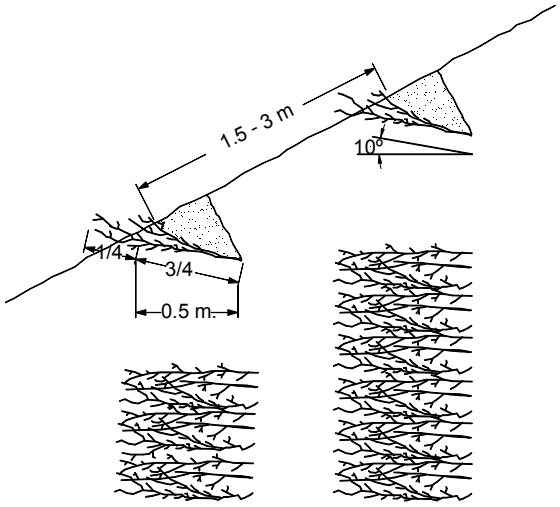


Figura 9.19 Fajinas vivas.

La parte superior de la estaca debe cortarse normal al eje y la parte inferior en forma de punta para facilitar su inserción.

Se recomienda seguir las siguientes instrucciones de instalación:

- Clavar la estaca normal a la superficie del talud utilizando martillos de caucho.
- La densidad de instalación debe ser de tres a cuatro estacas por metro cuadrado para garantizar un cubrimiento adecuado en corto tiempo.
- Las dos terceras partes de la estaca deben estar enterradas.

Tabla 9.6 Espaciamiento recomendado para fajinas vivas (Gray y Sotir, 1996).

Angulo del Talud H:V	Espaciamiento en Líneas de Igual Nivel (mts)	Espaciamiento en Ángulo (mts)
1:1 a 1.5:1	1 a 1.2	0.6 a 1.0
1.5 :1 a 2:1	1.2 a 1.5	1.0 a 1.2
2:1 a 2.5:1	1.5 a 1.8	1.0 a 1.2
2.5:1 a 3:1	1.8 a 2.4	1.2 a 1.5
3:5 a 4:1	2.4 a 2.7	1.5 a 2.1
4.5 :1 a 5:1	2.7 a 3.0	1.8 a 2.4

Fajinas vivas

Las fajinas son manojos de ramas que se entierran en zanjas poco profundas para que germinen en forma similar a como lo hacen las estacas vivas. Las zanjas generalmente, son excavadas a mano y forman un contorno a lo largo de las líneas de nivel del talud (Figuras 9.19 y 9.20)

En taludes muy húmedos también se pueden colocar fajinas siguiendo la pendiente para facilitar el drenaje. Después de colocar las fajinas las zanjas se rellenan con suelo, en tal forma que una parte de las fajinas queda enterrada y otra parte expuesta. La longitud de los ramos de fajina varía de 0.50 a 1.0 metro.

El principal uso de las fajinas es el control de erosión especialmente en zonas de cárcavas. Las fajinas a su vez forman unas líneas decorativas muy agradables al paisaje. Las fajinas generalmente, se hacen con hierbas y juncos adaptados a las condiciones climáticas del sitio.

En ocasiones se requiere colocar estacas para ayudar a la conformación de las fajinas vivas. El espaciamiento entre fajinas varía de acuerdo a la inclinación del talud (Tabla 9.6). Entre las hileras de fajinas vivas se acostumbra colocar una protección en manto vegetal utilizando un agrotextil o yute, el cual puede asegurarse a su vez, utilizando las fajinas vivas.

Una forma similar a las fajinas son las capas de maleza que consisten en ramos colocados en zanjas en la forma como se indica en la figura 9.20. Las ramas se colocan formando una red en cruz.

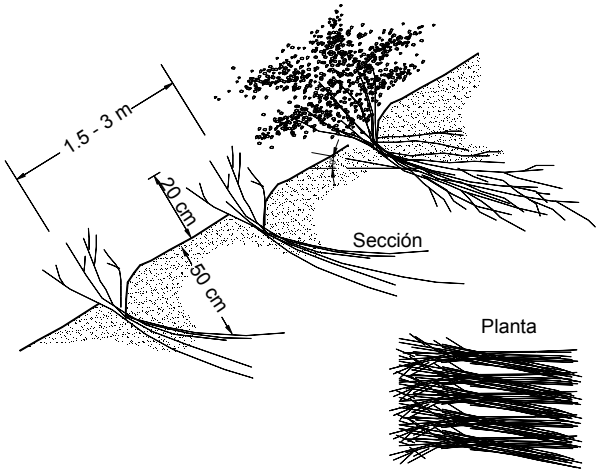


Figura 9.20 Fajinas vivas en cruz o capas de maleza.

Los espaciamientos de las hileras de maleza son similares a los de las fajinas vivas, aunque en términos generales los espaciamientos deben ser ligeramente menores. Otro sistema es el de relleno de malezas y suelo de cárcavas, utilizando hierbas y estacas vivas de arbustos, como se indica en la figura 9.21.

Estructuras y revestimientos artificiales con vegetación

La utilización de estructuras integradas con vegetación permite una gran variedad de esquemas, incluyendo muros criba, gaviones, llantas usadas, tierra reforzada, bloques de concreto y recubrimientos con diversos materiales sintéticos. La vegetación actúa como refuerzo del suelo, protección contra la erosión y fijador del recubrimiento.

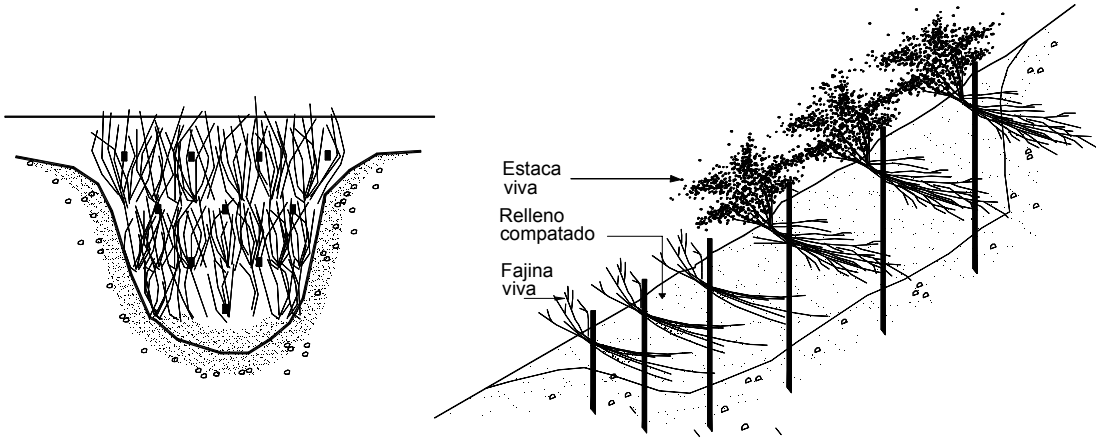


Figura 9.21 Relleno de una cárcava utilizando estacas vivas y fajinas.

REFERENCIAS CAPÍTULO 9

Bache D.H., MacAskill I.A., (1984). "Vegetation in civil and landscape engineering". Granada Technical Books, London, 317 p.

Barker D.H., Nordin A.R., Noraini M.T., Bayfield N.G. (1994). "Revegetating Slopes for Stability", International Conference on Landslides and Slope Stability, pp. 35-43, Kuala Lumpur Malaysia.

Berman, G. (1991). "Landslides on the Panamá Canal". Landslide News (Japan landslide Society), No. 5 pp. 10-14.

Burrough ER, Thomas BR. (1977). "Declining root strength in Douglas-fir after felling as a factor in slope stability". USDA Forest Service Research Paper INT-190. Intermountain Forest and Range Experiment Station: Ogden, UT.

Burroughs, E.P., Thomas R.R, (1976). "Root Strength of Douglas Fir as a Factor in Slope Stability", USDA Forest Service Review, Draft, INT 1600-12 (9/66).

Campbell, R.H. (1975). "Soil slips, Debris flows, and rainstorms in the Santa Monica mountains and Vicinity, southern California". U.S. Geological Survey professional paper 851 pp.

Campos T.M.P., de-Andrade M.H.N., Vargas Jr E.A. (1991) "Unsaturated Colluvium over rock slide in a forested site in Rio de Janeiro, Brazil". Proceedings of the sixth International symposium on Landslides, New Zealand.

Cazzuffi, D, Corneo, A., Crippa, E. (2006). "Slope stabilisation by perennial gramineae". In Southern Italy: plant growth and temporal performance. Geotechnical and Geological Engineering 24: pp. 429–447.

Fischer, A., Vasseur, L., (2000). "The crisis in shifting cultivation practices and the promise of agroforestry: a review of the Panamanian experience". Biodiv. Conserv. 9, 739–756.

Gray D. H., Ohashi H. (1983). "Mechanics of Fiber Reinforcement in Sand", ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol 109, No. 3, pp. 335-353, New York.

Gray D.H. (1974). "Reinforcement and Stabilisation of Soil by Vegetation", ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, GT6 pp. 695-699, New York.

Gray D.H., Sotir R.B. (1996). "Biotechnical and soil Bioengineering Slope Stabilization. A Practical Guide for Soil Erosion Control". John Wiley and Sons 378 p.

Gray, D.H. (1978). "Role of Woody Vegetation in Reinforcing Soils and Stabilizing Slopes", Symposium on Soil Reinforcing and Stabilizing Techniques, Sydney, Australia, pp. 253-306.

Gray, D.H., Leiser A.T. (1982). "Biotechnical slope protection and erosional control". Van Nostrand Reinhold, New York, 271 pp.

Gray, D.H., Sotir. R.B. (1992). "Biotechnical stabilisation of cut and fill slopes". In stability and performance of slopes and embankments: Proceedings of a specialty conference, Berkeley, Calif. (R.B. Seed and R.W. Boulanger, eds.) Geotechnical special Publication 31, American Society of civil engineers, New York, pp. 1395-1410.

Gray, DH, Megahan, WF. (1981). "Forest vegetation removal and slope stability in the Idaho Batholith". USDA Forest Service Research Paper INT-271. Ogden, Utah.

Greenway D.R. (1987). "Vegetation and Slope Stability", Slope Stability, edited by Anderson M.G, John Wiley and Sons Ltd. pp. 187-230, New York.

Gregory K. J., Walling D. E. (1973) "Drainage Basin Form And Process: A geomorphological approach". Edward Arnold Publishers, London.

Harwood, R.R., (1996). "Development pathways toward sustainable systems following slash-and-burn". Agric. Ecosyst. Environ. 58, 75–86.

Janbú N. (1973). "Slope Stability Computations", Embankment Dam Engineering, Edited By Hirschfeld R.C. Poulos S.J., John Wiley and Sons, pp. 47-86, New York.

Kozlowski, T.T. (1971). "Growth and Development of Trees", Vol.2. New York: Acaddemic Press, 520 pp.

Leventhal A.R., Mostyn G.R. (1987) "Slope Stabilization Techniques and Their Application", Soil Slope Instability and Stabilisation. Edited By Walker B. and Fell R., A.A. Balkema, pp. 183-230, Rotterdam.

MacGregor J.P, McManus K.J. (1992) , "Management of Lands Subject to mass Movements", Proceedings of the Sixth International Symposium on Landslides, Vol 2, pp. 1437-1444, Christchurch New Zealand.

Nordin A.R., (1994), "Slopes Vegetation Management for Stability". International Conference on Landslides and Slope Stability, pp. 287-291, Kuala Lumpur Malaysia.

O'Loughlin, C.L., Watson A. (1979). "Root-wood strength deterioration in Radiata Pine after clearfelling". New Zealand Journal of Forestry Science 39(3): 284-293.

Rice, R.M., Krames, J.S. (1970), "Mass-Wasting Process in Watershed Management" Proceedings on Interdisciplinary Aspects of Watershed Management, ASCE, pp. 231-260.

Rivera, R. (1991). "Reforestation Programa – Gaillard cut". Panamá Canal Commission Report No. 1, 12 pp, plus appendix.

Schiechtl H.M. (1980), "Bioengineering for land Reclamation and Conservation". University of Alberta Press, 404 p. Edmonton Alberta Canadá.

Schmidt, K.M., Roering, J.J., Stock, J.D., Dietrich, W.E., Montgomery, D.R. y Schaub, T. (2001). "The variability of root cohesion as an influence on shallow landslide susceptibility in the Oregon Coast Range". Can. Geotech. J. 38: pp. 995–1024.

Shewbridge, S.E., Sitar, N. (1989). "Deformation characteristics of reinforced sand in direct shear. Journal of Geotechnical Engineering", ASCE, 115: 1134–1147.

Sidle RC, Swanston DN. (1982). "Analysis of a small debris slide in coastal Alaska". Canadian Geotechnical Journal 19: 167–174.

Sidle RC. (1992). "A theoretical model of the effects of timber harvesting on slope stability". Water Resource Research 28: 1897–1910. DOI: 10.1029/92WR00804.

Sidle, R, Ziegler, A, Negishi, J, Nik, A.R., Siew R,Turkelboom F. (2006). "Erosion processes in steep terrain—Truths, myths, and uncertainties related to forest management in Southeast Asia". Forest Ecology and Management 224 pp.199–225

Sidle, R.C., (2005). "Influence of forest harvesting activities on debris avalanches and flows". In: Jakob, M., Hungr, O. (Eds.), Debris Flow Hazards and Related phenomena. Springer-Praxis, Heidelberg, pp. 345–367.

Sidle, R.C., Chigira, M., (2004). "The July 20, 2003, landslides and debris flows in southern Kyushu, Japan". Eos. Trans. Am. Geophys. Union 85 (15), 145–151. International Conference on Landslides and Slope Stability, pp. 387-392, Kuala Lumpur, Malaysia.

Sidle, R.C., Dhakal, A.S., (2002). "Potential effects of environmental change on landslide hazards in forest environments". In: Sidle, R.C. (Ed.), Environmental Change and eomorphic Hazards in Forests, IUFRO Research Series No. 9. CAB International Press, Oxen, UK, pp. 123–165.

Styczen M.E., Moran R.P.C.(1996). "Engineering properties of vegetation" Slope Stabilization and Erosion Control. Editors: Morgan R.P.C. Rickson R.J. E&FN SPON, London. pp 5-58.

Suyama M. (1992), "Assessment of Biotechnical Stability Effect for Urban Forest in Japan", Proceedings of the Sixth International Symposium on Landslides, Vol 1, pp. 831-836. Christchurch New Zealand.

Ter-Stepanian G., (1963), "On the Long Term Stability of Slopes" Publication No. 52, Norwegian Geotechnical Institute, pp 1-15. Norway.

Tsukamoto Y., Kusakabe O. (1984) "Vegetative influences on Debris Slide Occurrences on Steep Slopes in Japan". Symposium on effects of Forest Land Use on Erosion and Slope Stability, Honolulu.

Tsutiya A.M. , Macedo E.S. (1991) "Mechanism of natural Slope instability in Guaratinguetá, Brazil". Proceedings of the sixth international symposium on Landslides, New Zealand.

Turmanina, V.I., (1965). "The Strength of Tree Roots", Bulletin of the Moscow Society of Naturalists", Biological Section, Vol. 70, pp. 36-45.

Waldron LJ, Dakessian S, Nemson JA, (1983). "Shear resistance enhancement of 1.22-meter diameter soil cross sections by pine and alfalfa roots". Soil Science Society of America Journal 47: 9–14.

Walker B.F., Mohen F.J. (1987) "Groundwater prediction and control, and negative pore water pressure". Soil Slope Instability and Stabilization, Walker and Fell-Editors. Balkema Rotterdam.

Watson, A.J., O`Loughlin C.L. (1990). "Structural root morphology and biomass of three age classes of Pinus radiata". New Zealand Journal of foresstry science 20 (1):97-110.

Williams A.A.B., Pidgeon J.T. (1983) "Evapotransporation and Heaving Clays in South Africa". Geotechnique, vol. 22, No. 2.

Yagi N. Yatabe R., Enoki M., Hassandi A., (1994). "The effects of Root Networks on Slope Stability".

Capítulo **10**

Control de Caídos y Deslizamientos en Roca

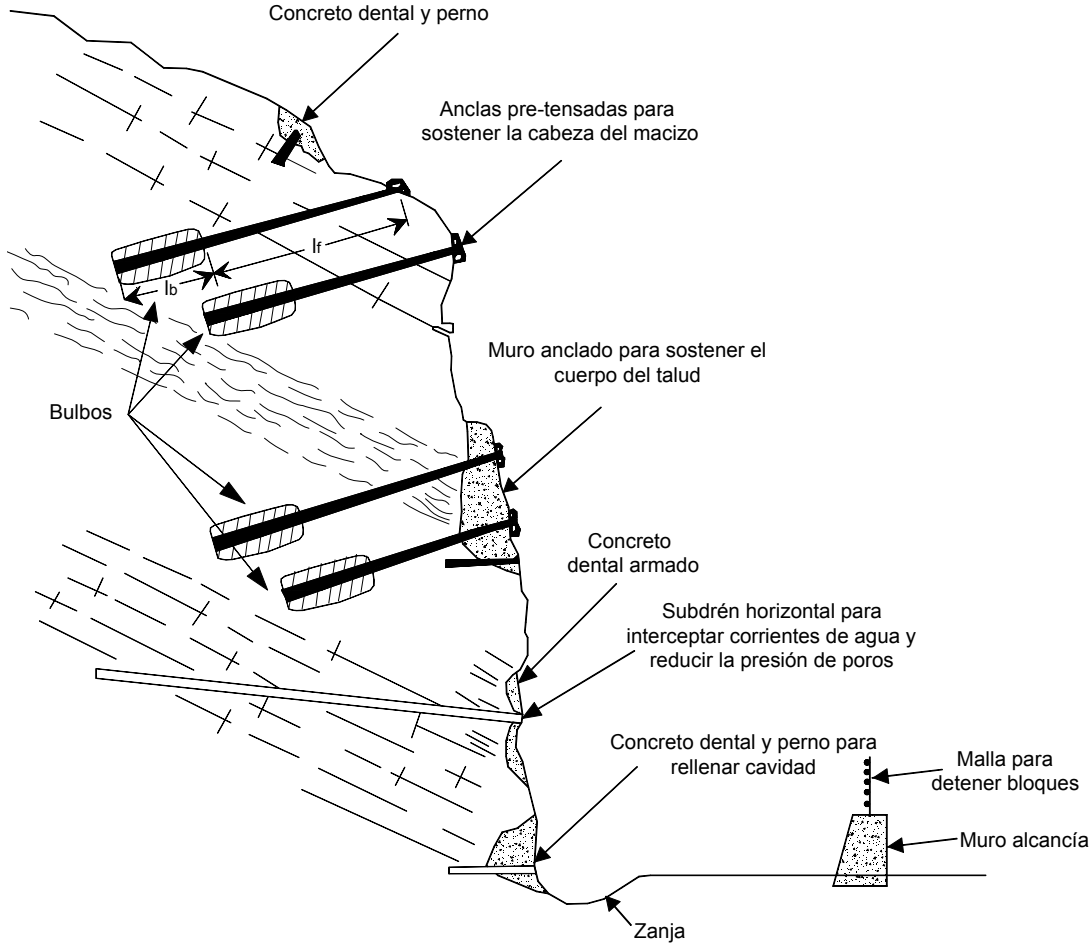


Figura 10.1 Esquema de los sistemas de refuerzo de un macizo de roca.

Los caídos de roca representan una de las amenazas que producen un mayor riesgo para la integridad de las personas, especialmente en las vías de comunicación. Igualmente, en la industria minera se requiere manejar los taludes en roca para controlar los riesgos inherentes a los deslizamientos masivos de los macizos rocosos y los caídos de bloques de roca.

El control de caídos y deslizamientos de roca está destinado a disminuir los niveles de riesgo y existe una gran cantidad de tecnologías de estabilización y de manejo de las amenazas y riesgos en los taludes en roca (Figura 10.1). Con un buen diseño basado en un análisis racional, se pueden minimizar las amenazas para obtener un nivel de riesgo determinado.

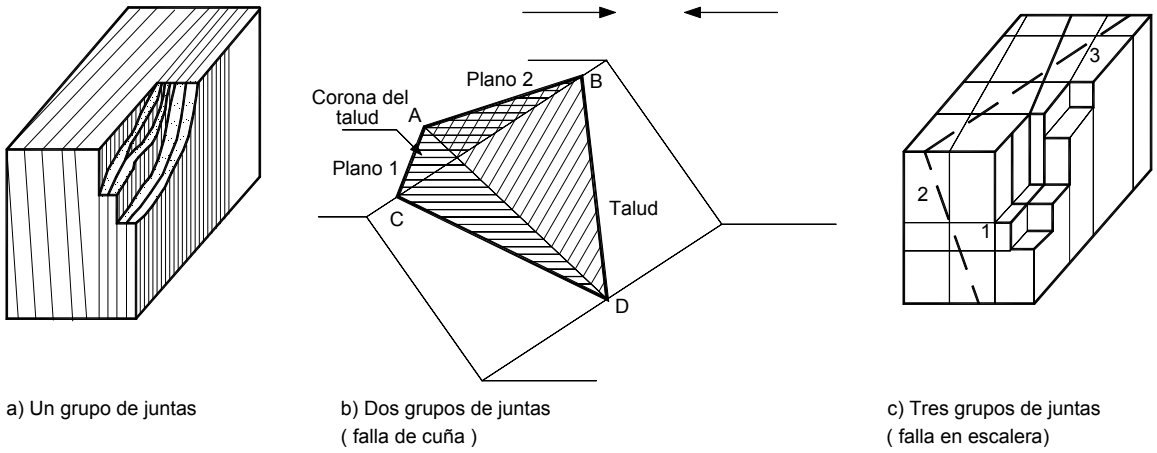


Figura 10.2 Efectos de los grupos de juntas.

En el presente capítulo se explican las metodologías de análisis y los criterios para seleccionar y diseñar las medidas de estabilización y control de caídos y deslizamientos de roca. Inicialmente se presentan los procedimientos para evaluar las amenazas, después se explican los mecanismos de los diversos tipos de falla y finalmente se indican los métodos de diseño de las diversas tecnologías para el manejo y/o estabilización de los deslizamientos y caídos de roca.

MECANISMOS DE FALLA

La falla de los taludes en roca en la mayoría de los casos está controlada por la estructura de su sistema de discontinuidades. Dependiendo de la escala de las discontinuidades del macizo de roca puede ocurrir una falla localizada de bloques inestables que involucre volúmenes pequeños de material o fallas en gran escala que afecten taludes completos.

Para el análisis de fallas en macizos de roca se recomienda utilizar el siguiente procedimiento:

- Determinar los grupos de juntas más "significativos", evaluando su valor relativo dentro de la familia de las juntas, en cuanto a posibilidad de ocurrencia de un movimiento (Figura 10.2).

- Para cada grupo determinar su orientación, buzamiento, espaciamiento, persistencia, abertura, resistencia al corte, etc.

- Estudiar por medio de bloques en el espacio las diversas posibilidades de ocurrencia de fallas.

- Hacer el análisis de estabilidad de cada uno de los bloques identificados.

Una masa de roca fracturada es altamente anisotrópica con respecto a su resistencia al corte. Una combinación progresiva de grupos de juntas es un problema complejo por la dificultad que existe para definir una superficie de falla, que puede vincular varios grupos diferentes de discontinuidades.

Se debe estudiar en todos los casos, la posibilidad de ocurrencia, no sólo de fallas al corte sino fallas por volteo y fallas de grupos de bloques. En estos casos el Ingeniero o Geólogo debe estudiar la estabilidad del talud en el espacio en tres dimensiones.

Mecánica de los Deslizamientos y Caídos de Roca

El modo de falla de un talud en roca depende principalmente de las características de las discontinuidades o estructura de la roca, entre las cuales deben analizarse las siguientes:

- Presencia de familias de discontinuidades.

- Orientación de los grupos de discontinuidades con relación a la fachada del talud.

- Espaciamiento de las discontinuidades en las tres dimensiones.
- Resistencia al cortante de las paredes de las discontinuidades.
- Persistencia de las discontinuidades.

La tabla 10.1 indica los modos individuales de falla que pueden ocurrir en macizos de roca fracturada.

La falla planar, en cuña e inclinación o volteo depende de la interacción de la orientación de las discontinuidades, la orientación de la fachada y de la resistencia al cortante de las discontinuidades.

La geometría de los grupos de discontinuidades generalmente controla el comportamiento del talud, el cual puede identificarse utilizando la cinemática.

Construyendo una serie de estereofalsillas ("Overlays") que se utilizan con el diagrama de concentraciones de polos, se pueden identificar bloques potencialmente inestables relacionados a diferentes modos de falla. Al construir la estereofalsilla se utiliza un procedimiento muy simple para definir la resistencia al cortante de las discontinuidades. En este procedimiento se ignoran las cargas estáticas y dinámicas externas y la presencia del agua.

Tabla 10.1 Modos de falla de macizos de roca fracturada.

Modo de Falla	Descripción	Observaciones
Planar	Discontinuidad buza hacia la fachada del talud con un buzamiento mayor que el ángulo de fricción de la discontinuidad.	Al desconfinar lateralmente un macizo puede desplazarse una masa de roca sobre una discontinuidad.
Cuña	La línea de intersección de dos discontinuidades buza hacia la fachada del talud, con un buzamiento significativamente mayor que el ángulo de fricción de las discontinuidades.	Generalmente, son movimientos muy peligrosos, debido a que las superficies de deslizamiento poseen altas pendientes.
Circular	La roca es blanda o extremadamente fracturada.	Cuando el patrón de discontinuidades es aleatorio (no hay familias), las fallas son muy parecidas a las de un talud en suelo.
Inclinación	Bloques esbeltos tabulares columnares formados por discontinuidades de alta pendiente con discontinuidades basales, con un buzamiento menor que el ángulo de fricción de la discontinuidad.	Generalmente, requiere de tres sets de discontinuidades orientadas en tal forma que los bloques que se forman se encuentran semiparalelos a la fachada del talud.
Flexión	Grupos de discontinuidades de alta pendiente con espaciamientos muy cercanos.	Con frecuencia se produce un movimiento gradual a una distancia de hasta cinco veces la altura del talud.
Caído	Bloques sueltos que pueden volcarse o deslizarse por caída libre a saltos o rodando.	Se pueden predecir las trayectorias de los bloques, utilizando programas de software.

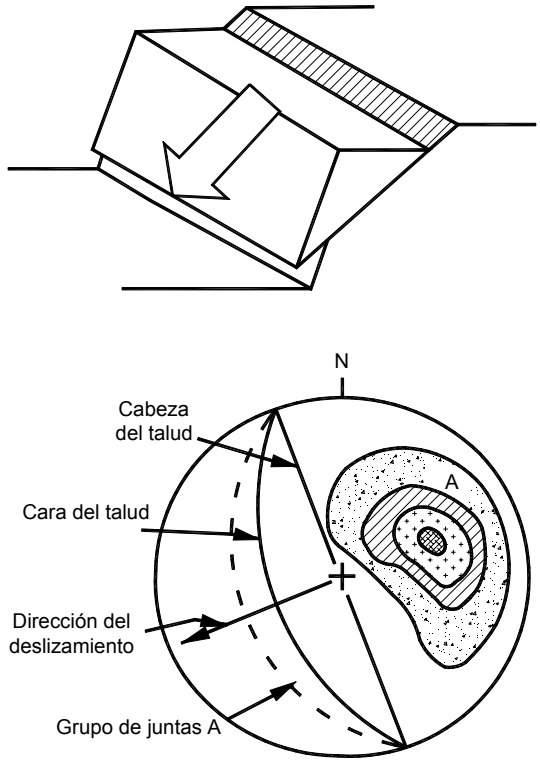


Figura 10.3 Esquema general de la falla planar.

FALLAS PLANARES

La falla planar es la falla por desplazamiento de la roca sobre una discontinuidad. En una falla planar una masa o un bloque de roca se mueve a lo largo de una superficie planar basal. Esta falla se puede analizar como una superficie recta. Debe analizarse la proporción de discontinuidad intacta, separada o rellena y las propiedades de fricción y cohesión a lo largo de cada sector homogéneo de discontinuidad.

Para que ocurra este tipo de deslizamiento debe existir una discontinuidad que conforme una superficie de falla suficientemente larga. Además, la discontinuidad debe aflorar sobre la superficie del talud. A mayor espesor de roca considerada la probabilidad de ocurrencia es menor (Giraud y otros, 1990). Por esta razón los deslizamientos profundos no son comunes en taludes en roca.

El tipo de falla planar corresponde a mecanismos traslacionales y ocasionalmente rotacionales a lo largo de superficies estructurales más débiles, donde la resistencia al cortante es menor y existe susceptibilidad al desplazamiento.

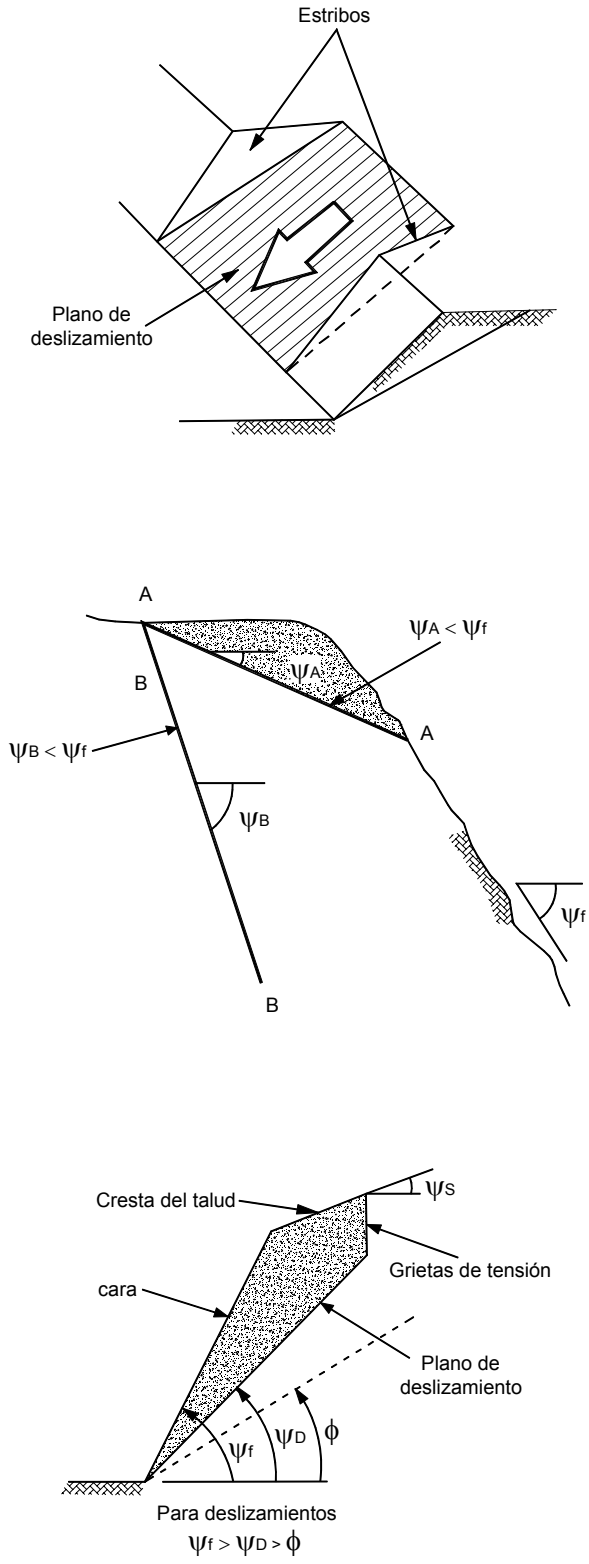


Figura 10.4 Condicionantes que se deben cumplir para que ocurra falla planar en roca (Eberhardt, 2007).

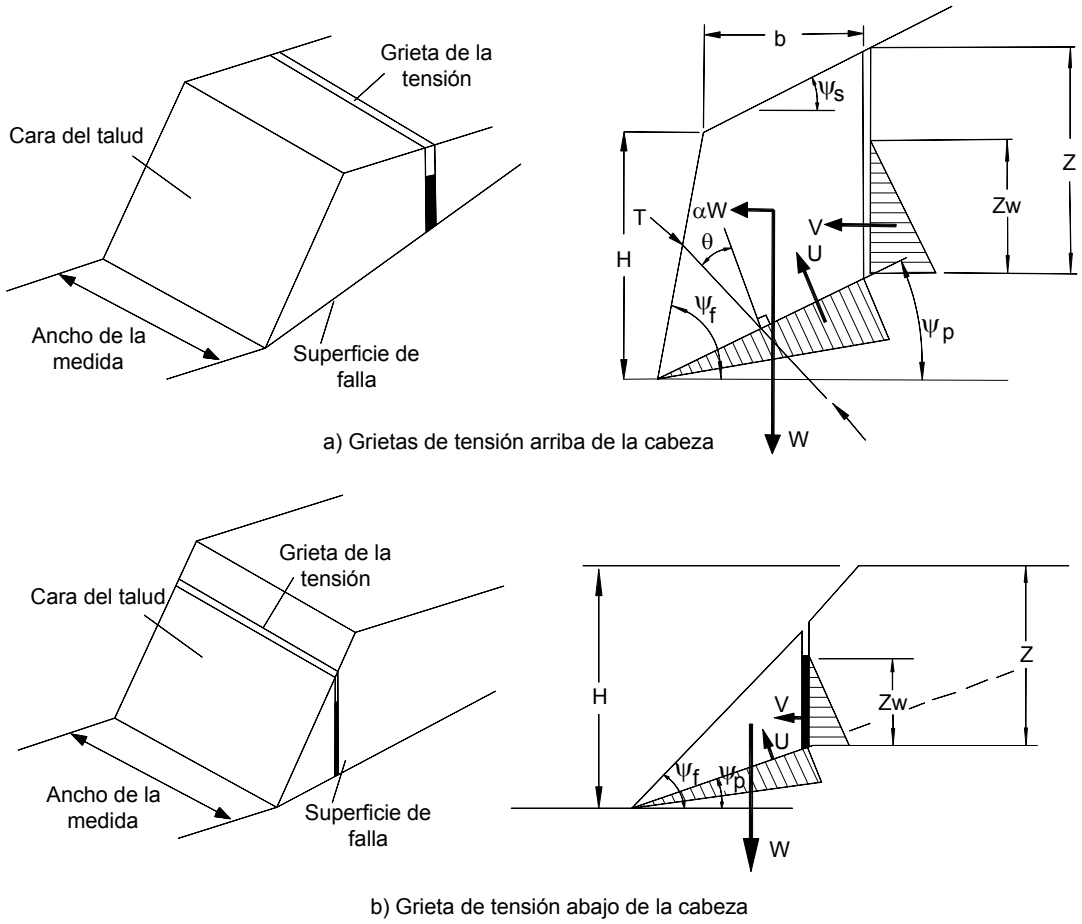


Figura 10.5 Análisis convencional de una falla planar.

Disminución de la Resistencia en las Discontinuidades

A medida que se desarrolla el mecanismo de falla, la resistencia al cortante disminuye progresivamente en las discontinuidades por alguna de las siguientes razones:

- Se desarrolla deformación con un resultado de regresión de la resistencia pico a la resistencia residual.
- Ocurren fenómenos de meteorización, los cuales producen atenuación de las características de la resistencia a lo largo de la superficie de debilidad.
- El agua, al acumularse, genera presiones de poros, las cuales disminuyen la resistencia a la fricción.
- En eventos sísmicos se produce agrietamiento de los materiales, licuación de los materiales de relleno de las discontinuidades o desplazamientos por acción de las fuerzas sísmicas.

La generalización de los mecanismos anteriores a lo largo de la superficie de la discontinuidad termina en la falla (Figuras 10.3 a 10.6). En un determinado momento las condiciones de estabilidad dependen de cuánto ha progresado el bloque de macizo rocoso acercándose a la falla, lo cual equivale al grado de regresión que ha alcanzado la masa rocosa.

Esta falla puede avanzar especialmente a lo largo de superficies donde anteriormente ocurrieron deformaciones como las fallas geológicas o superficies antiguas de deslizamiento.

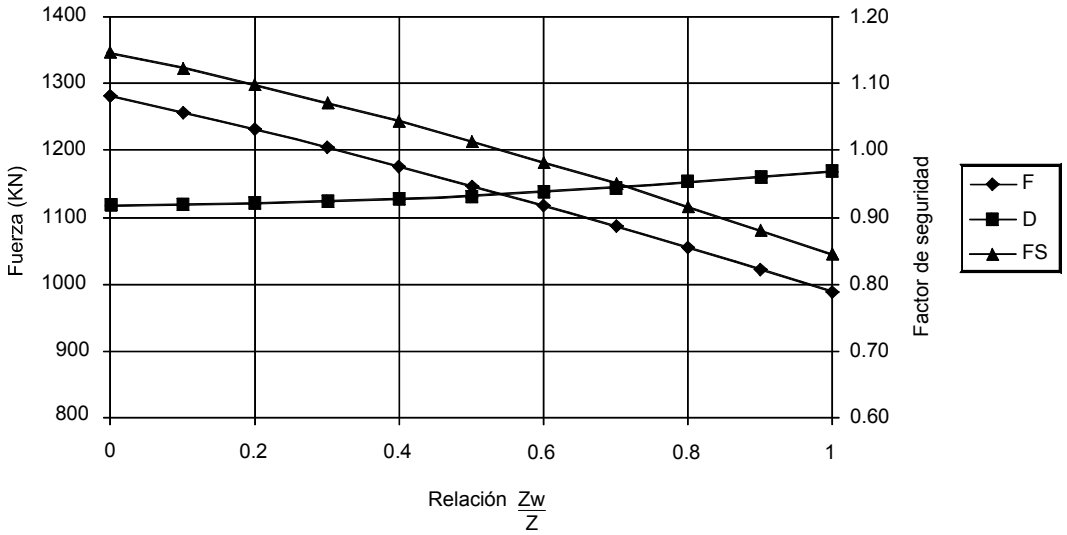


Figura 10.6 Efecto del agua en la grieta de tensión.

Condiciones Para que se Presente Falla Plana

Para que el movimiento planar ocurra se deben satisfacer las siguientes condiciones básicas (Modificado de Matherson, 1983):

- El plano de la discontinuidad sobre la cual ocurriría el deslizamiento, debe tener una dirección aproximadamente paralela a la superficie del talud con un margen de ± 20º. con la pendiente de la superficie.
- Las fronteras o límites laterales de la superficie a deslizarse, deben tener muy poca resistencia.
- No deben existir resistencias importantes laterales para el movimiento de la masa de roca.
- El plano de deslizamiento debe aflorar sobre la superficie del talud.
- El ángulo de buzamiento del plano de deslizamiento debe ser mayor que el ángulo de fricción de esta superficie.
- La cabeza o parte superior del deslizamiento debe interceptar la superficie del talud o terminar en una grieta de tensión.

Las condiciones límites descritas anteriormente pueden dibujarse sobre una estereofalsilla, la cual se utiliza con un diagrama de contornos de densidad de polos para identificar los planos de deslizamiento potencial.

En la figura 10.7 se muestra la construcción del diagrama sobre la estereofalsilla.

Análisis de la Falla Planar

Un análisis cualitativo de la estabilidad potencial puede hacerse superponiendo la estereofalsilla sobre un diagrama de polos del mismo diámetro, derivado de la medición en campo de las discontinuidades.

En forma simple, contando el número de polos dentro de la región definida se obtiene una medida semicuantitativa del potencial de falla, siempre y cuando las medidas tomadas en campo sean representativas.

Cuando se tienen los diagramas de densidad de polos, el valor máximo de densidad dentro de la región puede utilizarse de manera similar. Cuando no se conocen con precisión los ángulos de fricción de las discontinuidades, éstos se pueden aproximar de tablas de acuerdo al tipo de roca, con las limitaciones propias de estas tablas.

Para el análisis cuantitativo de la falla planar deben tenerse en cuenta algunas suposiciones dentro de las cuales se encuentran las siguientes:

- La masa de roca se mueve en forma paralela a la superficie de falla.
- Las grietas de tensión pueden ser verticales y pueden estar rellenas de agua hasta una determinada profundidad. En el análisis deben incluirse las fuerzas de presión del agua, tanto en las grietas de tensión, como en la superficie de falla (Figura 10.8).
- Todas las fuerzas actúan a través del centroide de la masa de deslizamiento. Se supone que no hay momentos que causen la rotación del bloque y por lo tanto, el deslizamiento es solamente de traslación.
- La resistencia a la fricción de la superficie de falla está definida por la cohesión real o aparente C, el ángulo de fricción básico ϕb, el ángulo de rugosidad i, el coeficiente de rugosidad de la junta (JRC) y la resistencia a la compresión de la junta (JCS).
- Se desprecian las resistencias laterales sobre el bloque.

El procedimiento general para calcular el factor de seguridad se indica en la siguiente expresión: (Figura 10.5)

$$F_s = \frac{cA + (W\cos\psi_p - U - Vsen\psi_p)\tan\phi}{Wsen\psi_p + V\cos\psi_p}$$

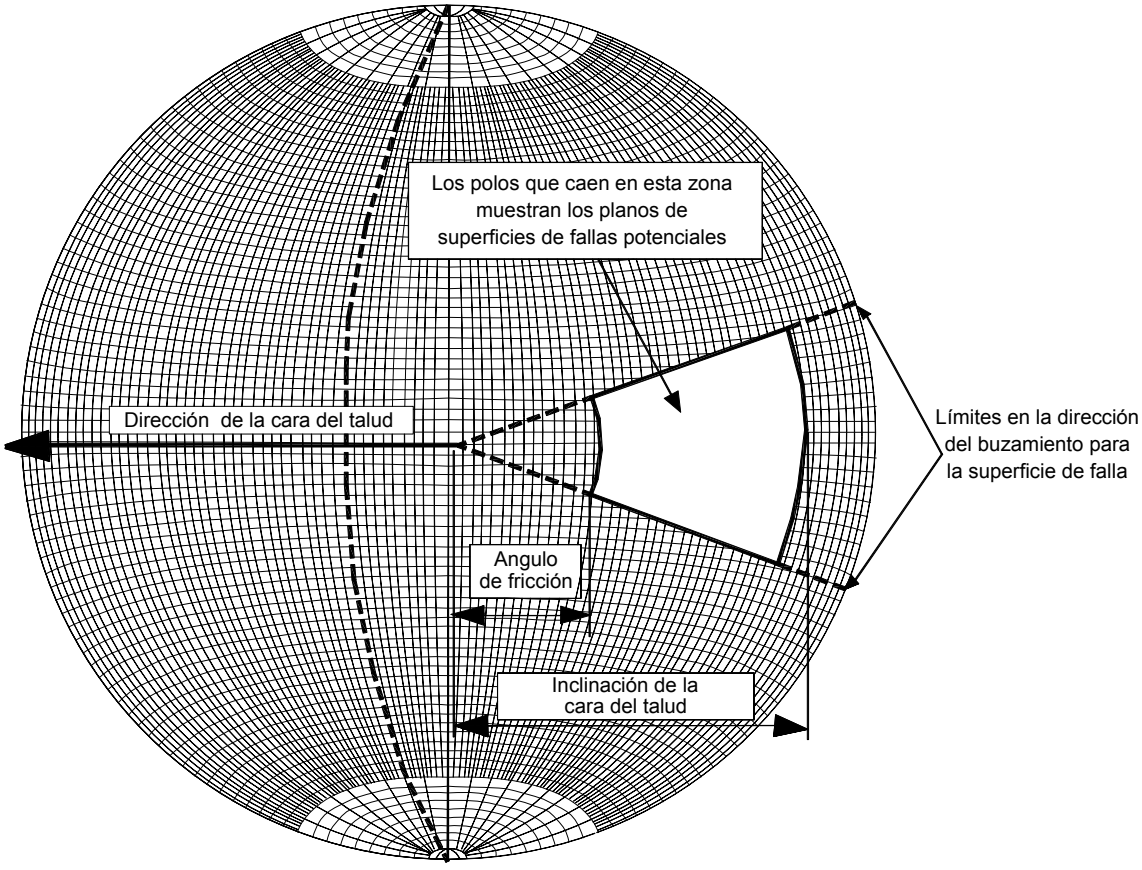


Figura 10.7 Polos de planos de falla sobre la estereofalsilla para determinar la posibilidad de ocurrencia de falla planar (Matherson, 1983).

Donde:

$$A = (H + b\ \tan\psi_s - z)\cos ec\ \psi_p$$

$$U = \frac{1}{2}\ \gamma_w z_w (H + b\ \tan\psi_s - z)\cos ec\ \psi_p$$

$$V = \frac{1}{2}\ \gamma_w z_w^2$$

Para la grieta de tensión en la parte alta del talud:

$$W = \frac{1}{2}\gamma_r H^2 \left[\left(1 - \left(\frac{z}{H}\right)\right)^2 \cot\psi_p\ x\ \left(\cot\psi_p\ \tan\psi_f - 1\right)\right.$$

FALLAS EN CUÑA

Un caso importante y común de falla en roca sucede cuando la intersección de planos de discontinuidad forma un vértice en dirección hacia fuera del talud. En la falla en cuña el movimiento ocurre en la dirección de la línea de contacto entre dos familias de discontinuidades.

En estos casos se puede producir una falla de una cuña, aún cuando los planos de discontinuidad sean independientemente estables. Generalmente, el buzamiento de la línea de intersección es inferior a las discontinuidades pero la dirección es hacia la superficie del talud.

Condiciones Para que Ocurra Falla en Cuña

Para que ocurra falla de cuña deben satisfacerse las siguientes condiciones básicas (Modificado de Markland, 1972) (Figura 10.9).

- La parte inferior de la línea de intersección entre los dos planos de cuña debe aflorar sobre la superficie del talud, arriba del pie.

- La parte superior de línea de intersección entre los dos planos debe interceptar la superficie del talud en su cabeza, arriba de esta o terminar en una grieta de tensión.

- El buzamiento de la línea de intersección debe exceder los ángulos de fricción de los dos planos de deslizamiento. Los esfuerzos de cortante deben superar la resistencia conjunta de los dos planos que conforman la cuña.

- El ángulo de inclinación del talud debe ser mayor que el ángulo de la línea de intercepción de los dos planos que conforman la cuña.

Las condiciones límite indicadas pueden dibujarse sobre una estereofalsilla (Figura 10.10), la cual es utilizada con un diagrama de las principales intersecciones de discontinuidades para identificar las cuñas potencialmente inestables.

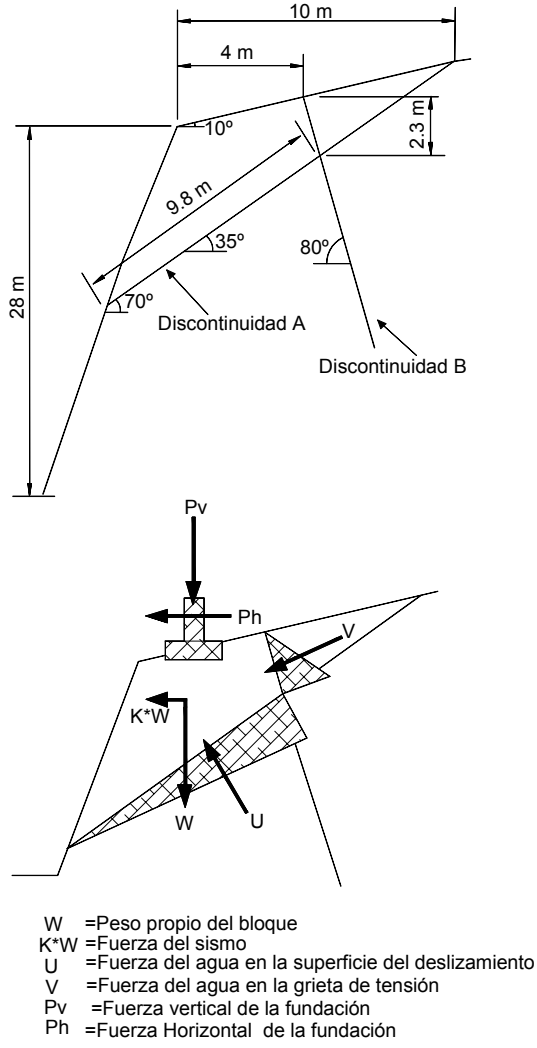


Figura 10.8 Representación gráfica de las fuerzas que actúan sobre una masa de roca para el caso de una falla planar.

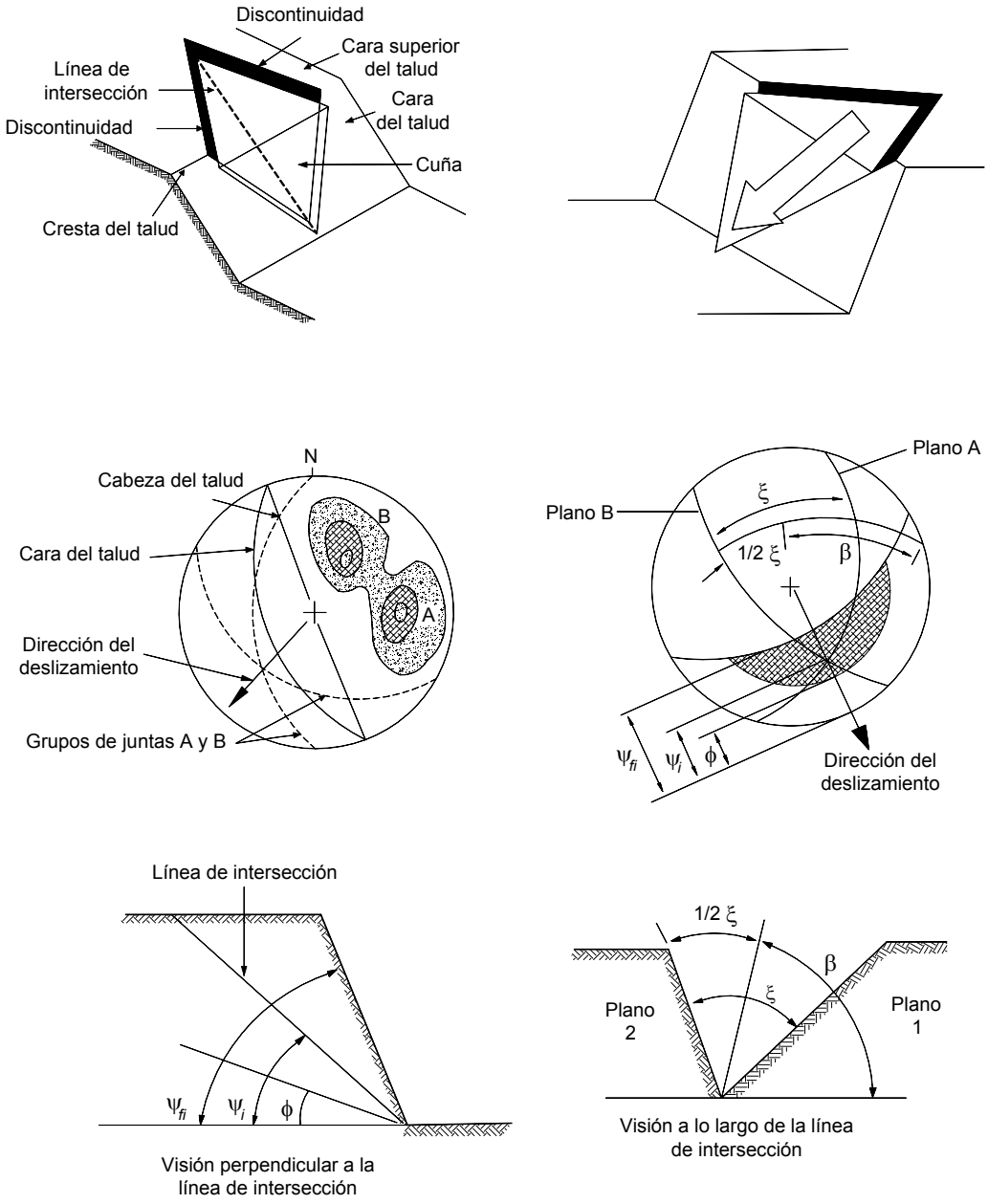


Figura 10.9 Esquema general de la falla de cuña.

Análisis de la Falla en Cuña

El efecto de las variaciones en los ángulos de fricción o de los buzamientos sobre el diseño, requiere de un análisis conceptual del problema.

Debe tenerse en cuenta que ese análisis es cualitativo y no cuantitativo. Una evaluación semicuantitativa puede obtenerse teniendo en cuenta la importancia relativa de cada concentración de polos, la cual puede valorarse con base en la persistencia.

Para el análisis de la falla en cuña debe tenerse en cuenta la situación en tres dimensiones. Como hay una gran cantidad de variables geométricas, el tratamiento matemático es muy complejo y en la práctica se requiere utilizar un programa de computador.

Los análisis de estabilidad de cuña son descritos por Hoek y Bray (1981) y Priest (1985). A continuación se presenta el análisis por el método simplificado de Hoek y Bray.

En este método se asume que el deslizamiento es resistido solamente por la fricción y se ignoran las fuerzas externas.

El factor de seguridad está dado por la siguiente expresión:

$$F_s = \frac{(R_A + R_B)\tan\phi}{W sen\psi_i}$$

Donde:

R_A *y* R_B son las reacciones normales generadas por los planos A y B. (Figura 10.9).

Los valores de las fuerzas R_1 y R_2 se obtienen resolviendo las componentes normales y paralelas a la dirección a lo largo de la línea de intersección, como se indica a continuación:

$$R_A sen\left(\beta - \frac{1}{2}\xi\right) = R_B sen\left(\beta + \frac{1}{2}\xi\right)$$

$$R_A \cos\left(\beta - \frac{1}{2}\xi\right) + R_B \cos\left(\beta + \frac{1}{2}\xi\right) = W\cos\psi_i$$

Donde los ángulos β y ξ se definen en la figura 10.9.

Después de resolver para R_A y R_B:

$$R_A + R_B = \frac{W\cos\psi_i sen\beta}{sen\left(\xi/2\right)}$$

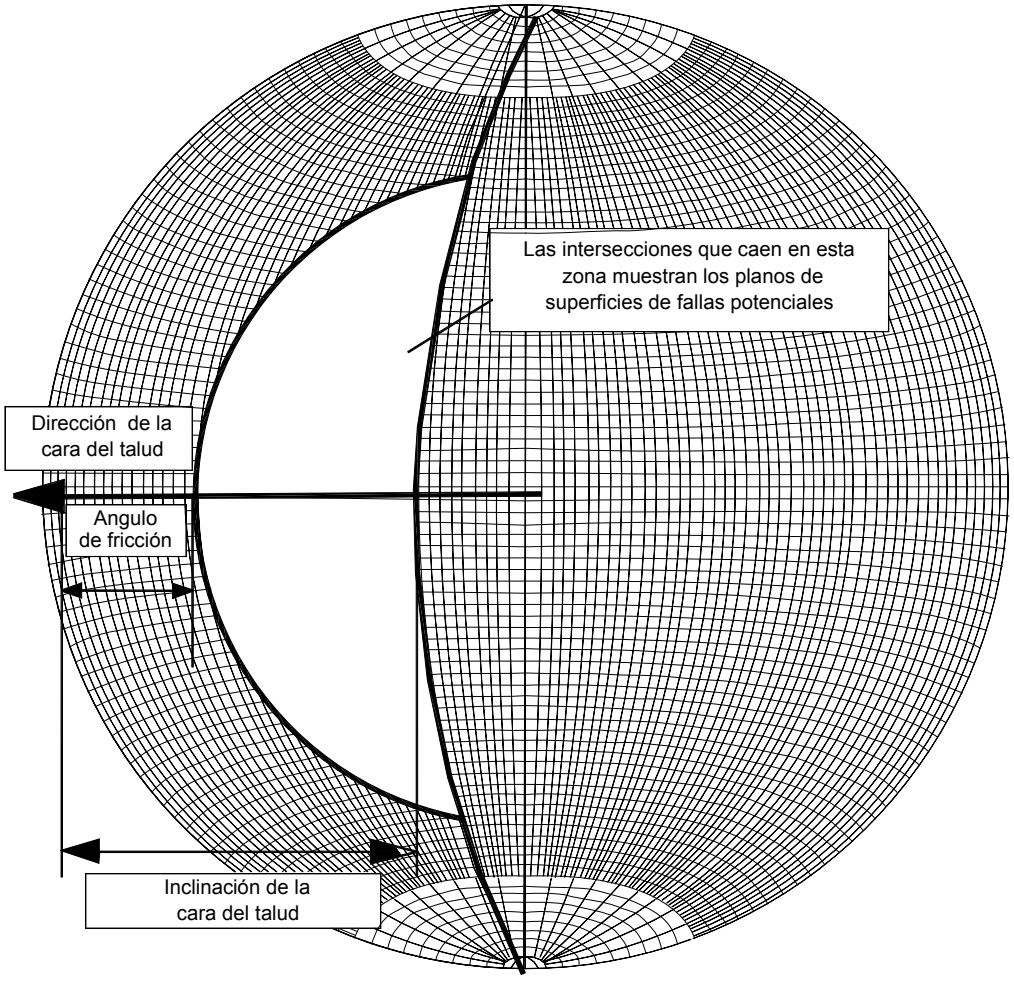


Figura 10.10 Construcción de un diagrama para análisis de fallas de cuña sobre una estereofalsilla.

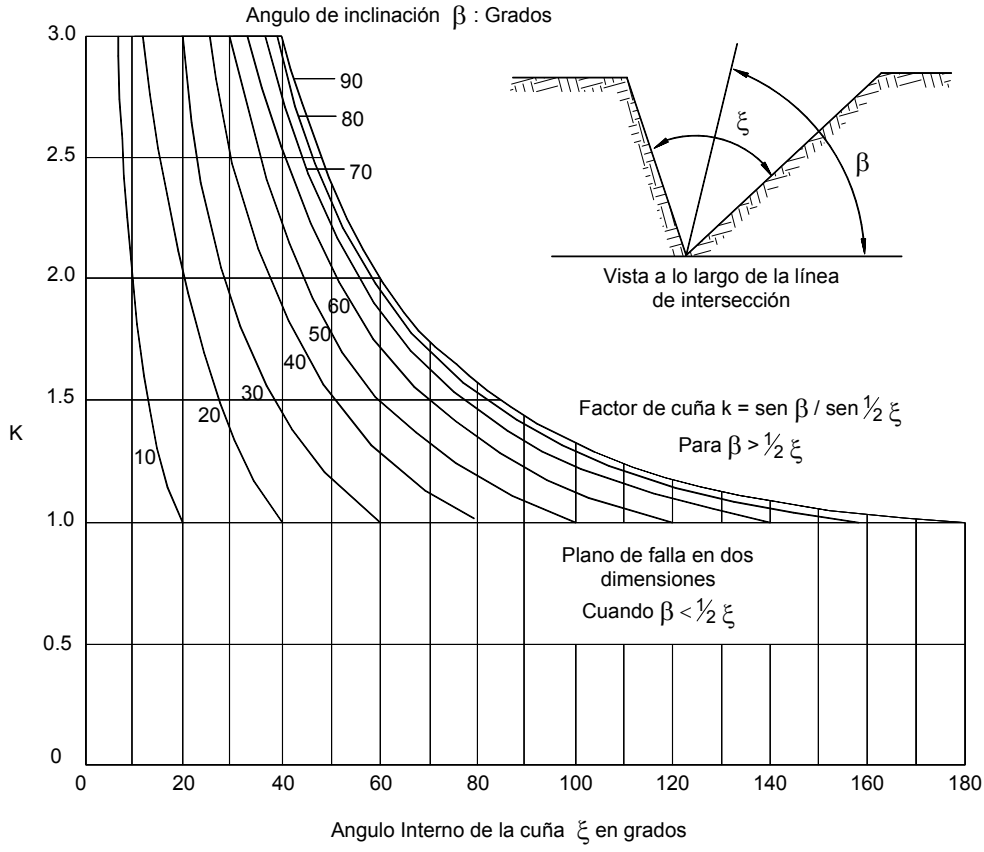


Figura 10.1 Factor de cuña K como una función de la geometría de la cuña (Hoek y Bray, 1981).

Por lo tanto:

$$F_s = \frac{sen\beta}{sen(\xi/2)} \cdot \frac{\tan\phi}{\tan\psi_i}$$

Como se puede observar, esta fórmula es muy similar a la obtenida para la falla planar. Para objeto de facilidad de análisis se puede resumir en la siguiente expresión:

Fs para cuña = K x (Fs para falla planar)

Los valores de K dependen de las inclinaciones de los planos de la cuña (Figura 10.11).

En algunos textos se presentan una serie de gráficas desarrolladas utilizando los procedimientos de Hoek y Bray. Estas gráficas se utilizan generalmente para diseño preliminar y planeación de los proyectos.

Teniendo en cuenta que existen programas de computador muy fáciles de trabajar, se recomienda para diseño de taludes realizar análisis utilizando software incluyendo en todos los casos de análisis de cuña.

FALLAS CON SUPERFICIE CURVA

Este tipo de mecanismo de falla que es muy común en suelos también puede ocurrir en masas de roca generalmente como la etapa final de algunos de los mecanismos indicados anteriormente, especialmente en rocas blandas y meteorizadas.

A medida que progresan los procesos de movimientos internos dentro de los macizos rocosos, se puede ir generando en forma progresiva un comportamiento de los bloques como si fuesen elementos que conforman una masa gravitacional que puede fallar a lo largo de superficies curvas, las cuales no corresponden a discontinuidades existentes previamente.

Las fallas con superficie curva ocurren con frecuencia en macizos de roca blanda o cuando los patrones de discontinuidades son aleatorios, o sea que no existen familias de discontinuidades (Figura 10.12).

Como en otros casos mencionados, el mecanismo de falla aprovecha las áreas de debilidad de la roca como la esquistosidad, la foliación y la estructura tectónica, las cuales se pueden asociar entre sí formando una matriz heterogénea de puntos de concentración de esfuerzos. Los procedimientos de análisis de fallas circulares en roca son muy similares a los utilizados para análisis de taludes en suelo.

FALLA POR INCLINACIÓN (“Toppling”)

La falla al volteo es un mecanismo de falla muy común en macizos de roca y se caracteriza por la inclinación de estructuras semi-verticalizadas como resultado de la acción de la gravedad (Figura 10.13).

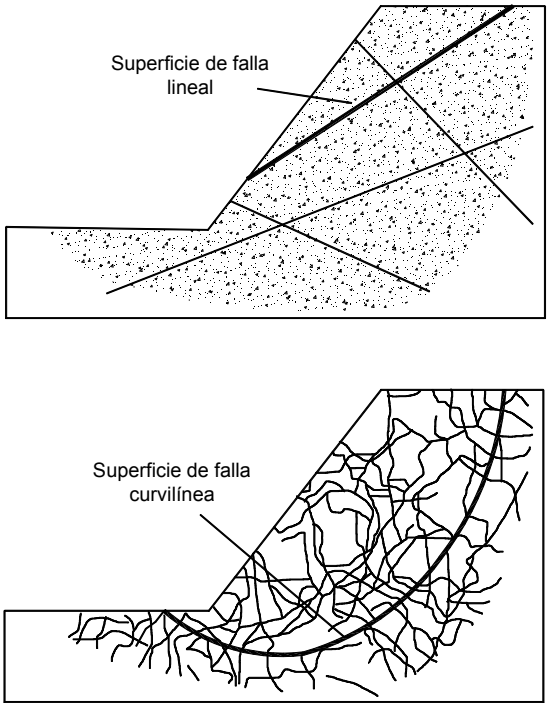


Figura 10.12 Al aumentar la cantidad e irregularidad de las fracturas, las fallas tienden a ser circulares y la roca se comporta como un suelo.

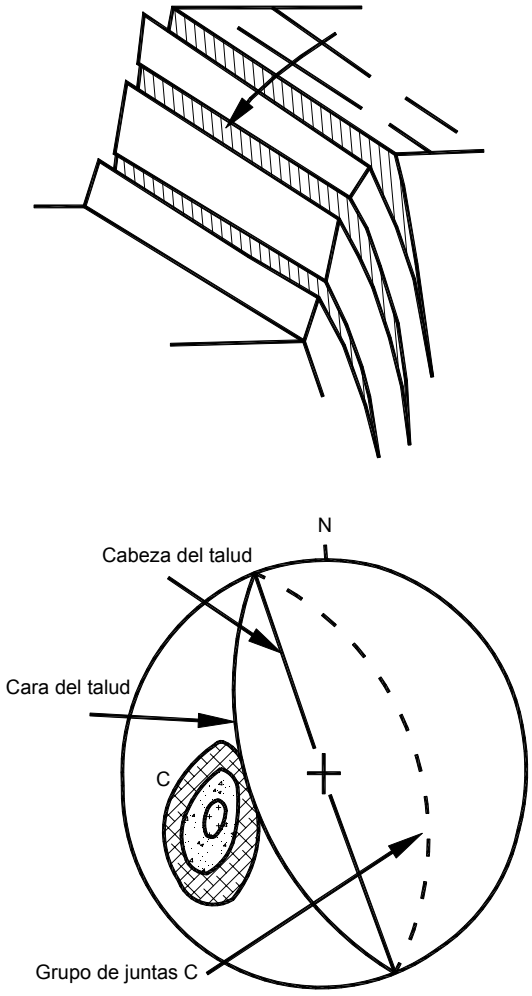


Figura 10.13 Esquema general falla a volteo.

En masas de roca cristalina, la inclinación o volteo puede ocurrir solamente si hay una estructura (esquistosidad o foliación) con buzamiento de alta pendiente y con un rumbo o dirección más o menos paralelo a la dirección general del talud (Goodman y Bray, 1976).

La inclinación generalmente está acompañada por falla al cortante, en la interface entre capas perturbadas sucesivas dentro de la masa de roca. Las discontinuidades que permiten el volteo corresponden generalmente a las direcciones predominantes de fractura (Caine, 1982; Holmes y Jarvis, 1985); la estratificación en rocas sedimenterias y la foliación o esquistosidad en rocas metamórficas.

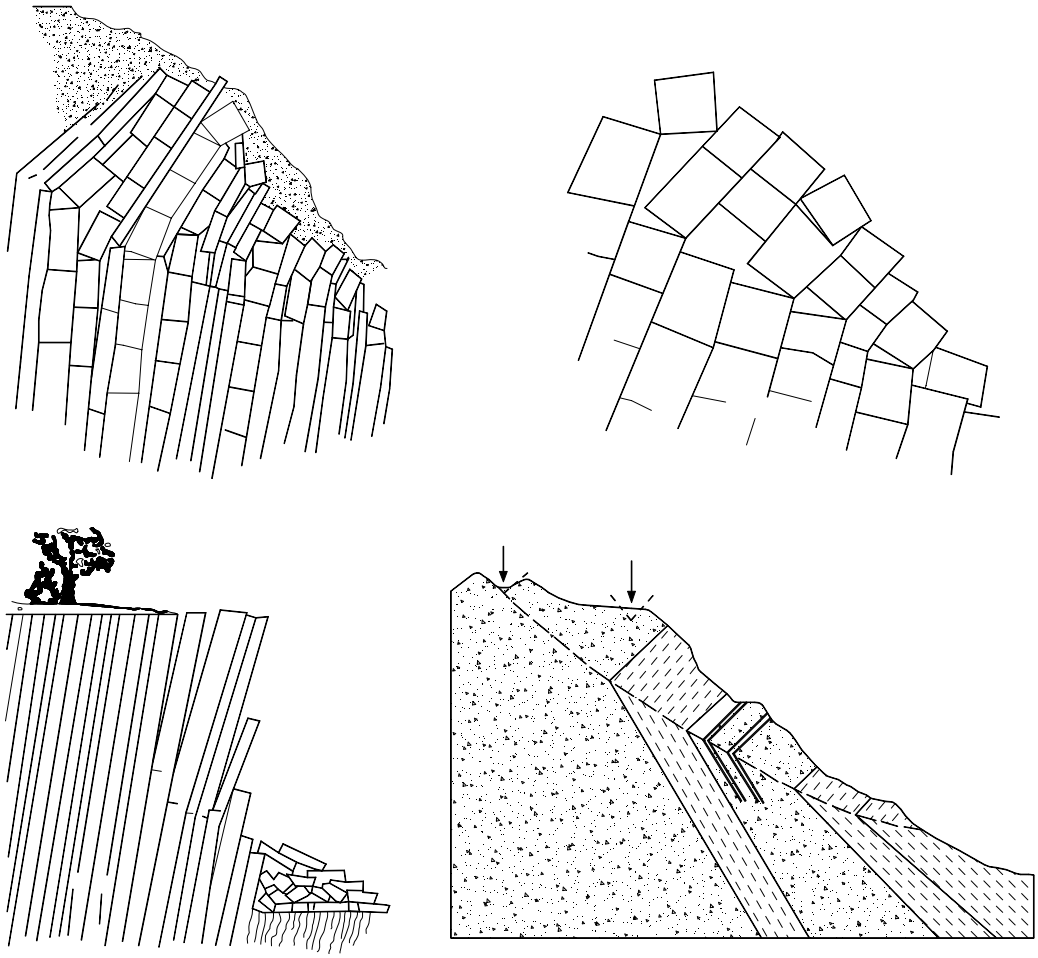


Figura 10.14 Esquemas de falla al volteo.

En el largo plazo, el volteo generalmente actúa formando un sistema de fracturas que se desarrolla y extiende progresivamente en la base de los bloques volteados, la cual se convierte en una superficie de falla en el fondo de la masa en movimiento.

Esta superficie de falla facilita un proceso de falla planar o rotacional, la cual combinada con el volteo genera una cinemática en toda la masa de deslizamiento.

Antes de determinar la resistencia a lo largo de un plano específico debe establecerse la proporción de juntas y roca sana que cubre la superficie de falla y la proporción de superficies a corte y tensión, lo cual puede determinarse estudiando la orientación en el espacio de los varios grupos de discontinuidades y conociendo la resistencia al corte y a tensión de las juntas y de la roca sana. De este análisis pueden salir los parámetros que se deben emplear en el diseño.

Tipos de Volteo

La falla por inclinación incluye la inclinación de bloques, la inclinación por flexión, una combinación de las dos y el volteo múltiple (Figura 10.14).

Inclinación a flexión

La inclinación a flexión incluye la inclinación de varias capas de roca como si fuera una serie de vigas en voladizo. Este tipo de falla es común en rocas foliadas o con capas delgadas tales como las lutitas, las pizarras o los esquistos. Cada capa trata de inclinarse bajo su propio peso y transfiere una fuerza hacia la capa siguiente.

La inclinación de bloques incluye el volteo de bloques fracturados que funcionan como una columna rígida que falla a tensión. Esta situación es común en masas de roca con un grado alto de anisotropía estructural como son las lutitas y las pizarras.

Los criterios para que ocurra inclinación a flexión incluyen el deslizamiento a flexión entre capas de roca con espaciamientos muy cercanos. Las fracturas con buzamientos fuertes deben estar por lo tanto en un estado de límite de equilibrio. Para que ocurra equilibrio límite se requiere que $(90 - \beta) \leq \theta - \phi$ (Figura 10.15).

El volteo a flexión puede ocurrir cuando la dirección de las discontinuidades con buzamientos fuertes, se encuentra alejada hasta 30° de la dirección de la fachada del talud y es mayor la probabilidad de que ocurra este fenómeno cuando la diferencia entre las dos direcciones es menos de 15°.

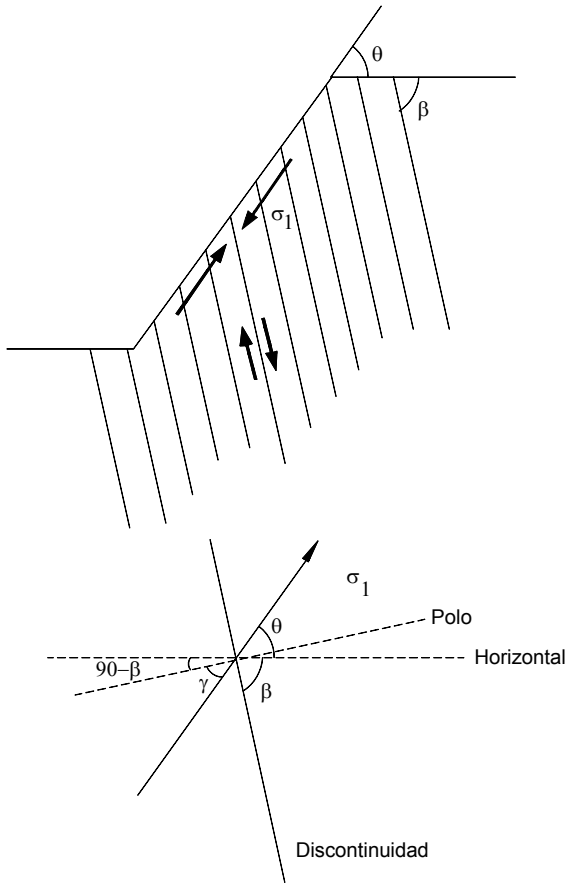


Figura 10.15 Condición cinemática del volteo a flexión.

Para analizar la posibilidad de falla por inclinación a flexión se colocan las condiciones anteriores sobre una estereofalsilla, como se indica en la figura 10.16.

Inclinación de bloques

La inclinación de bloques es común en masas rocosas, las cuales forman bloques columnares o tabulares con un espaciamiento relativamente ancho de discontinuidades (Figura 10.17).

Para que ocurra inclinación de bloques se deben cumplir los siguientes criterios (Matherson, 1983) (Figura 10.18):

- La dirección del plano basal debe estar dentro de aproximadamente 20° de la pendiente del talud.
- El buzamiento del plano basal debe ser menor que el ángulo de fricción de la discontinuidad correspondiente a ese plano.
- La dirección de las líneas de intersección entre discontinuidades deben estar dentro de aproximadamente 20° de la dirección de la fachada del talud. Para pendientes muy fuertes ésta puede extenderse hasta 90°.
- El buzamiento de las líneas de intersección debe exceder $(90 - \phi)$, donde ϕ es el ángulo de fricción de ese plano.

La estabilidad al volteo no puede analizarse en términos de un factor de seguridad. Goodman y Bray (1976) presentaron un método para análisis de estabilidad al volteo relativamente sencillo, el cual puede ser utilizado para el análisis de algunos casos especiales.

El análisis considera las fuerzas de equilibrio de cada bloque empezando con el más alto y determina la fuerza de interacción con el bloque adyacente hacia abajo. Cuando la fuerza obtenida en el bloque de la base del macizo es positiva, el talud es inestable y cuando es cero se encuentra en condición de límite de equilibrio.

En la actualidad existen programas para un análisis preciso y compresivo de la estabilidad de cada uno de los bloques, utilizando métodos numéricos. Se recomienda analizar la estabilidad de bloques de roca utilizando estos programas.

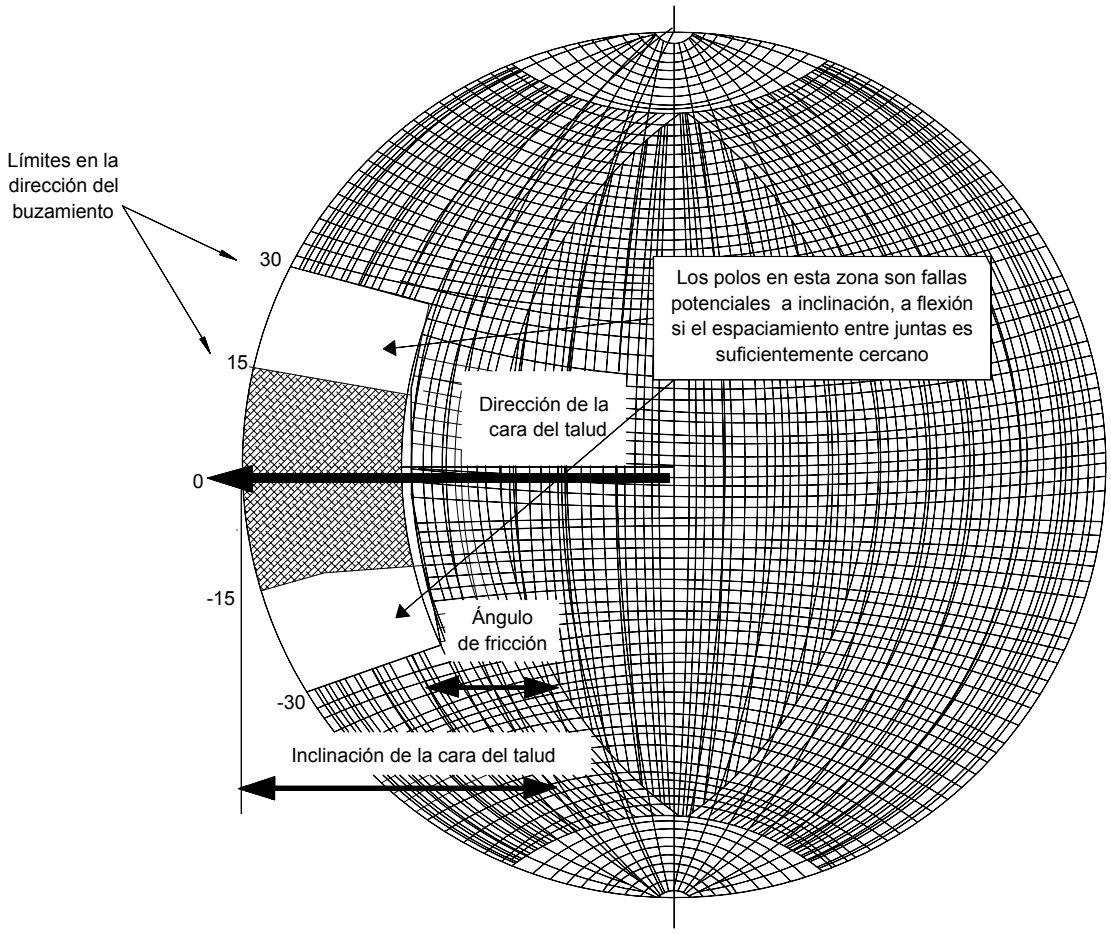


Figura 10.16 Construcción de una estereofalsilla para inclinación a flexión.

Volteo hacia atrás

El volteo hacia atrás ocurre en bloques de gran tamaño y relativamente esbeltos, con juntas semiparalelas a la superficie del terreno. El efecto es un resbalamiento y giro hacia atrás de los bloques sobre las discontinuidades como se puede observar en la figura 10.19.

Volteo múltiple

La presencia de grupos de discontinuidades puede producir una superficie de falla por volteo formando una serie de caídos o flujos en escalera.

El fenómeno puede incluir fallas de tensión y corte a lo largo de las discontinuidades y a través de la roca intacta, formando zonas de corte que no son propiamente planos de falla, pero que para el análisis se pueden asimilar a las de una superficie semicontinua.

Falla Progresiva

Cuando no existen fracturas que induzcan superficies de falla planares o de cuña, los procesos de inestabilidad son menos frecuentes. En estos casos el mecanismo de falla es generalmente más profundo.

La presencia de discontinuidades semi-verticales, puede inducir deformaciones por esfuerzos de tensión (sucesiones de microgrietas), las cuales pueden profundizarse varias decenas de metros en los macizos de gran altura. La inestabilidad puede propagarse a lo largo de una línea por falla progresiva o puede producirse volteo (Figuras 10.20 a 10.23).

En estos casos el mecanismo de falla aprovecha líneas de discontinuidades, las cuales conforman zonas de debilidad natural dentro de la roca.

Estas cadenas no necesariamente pertenecen a la misma familia de discontinuidades, pero las conexiones entre ellas son relativamente fáciles de romper por el sistema de esfuerzos que se generan.

Como no existe una superficie de falla previa, se produce un proceso de regresión de las características de la resistencia a lo largo de un área no muy bien definida, localizada a profundidad dentro de la roca.

FALLAS POR COLAPSO DE LA ESTRUCTURA

El hundimiento, alabeo o flexión de la estructura de la roca conocido con el nombre de "Sagging" ocurre como un resultado de la falla interna dentro de la masa de roca, la cual causa un colapso dentro de ella. Como resultado se desarrollan agrietamientos, los cuales se extienden a toda la masa de roca inestable sin que exista una superficie claramente identificable de movimiento (Voight, 1979; Hutchinson, 1988).

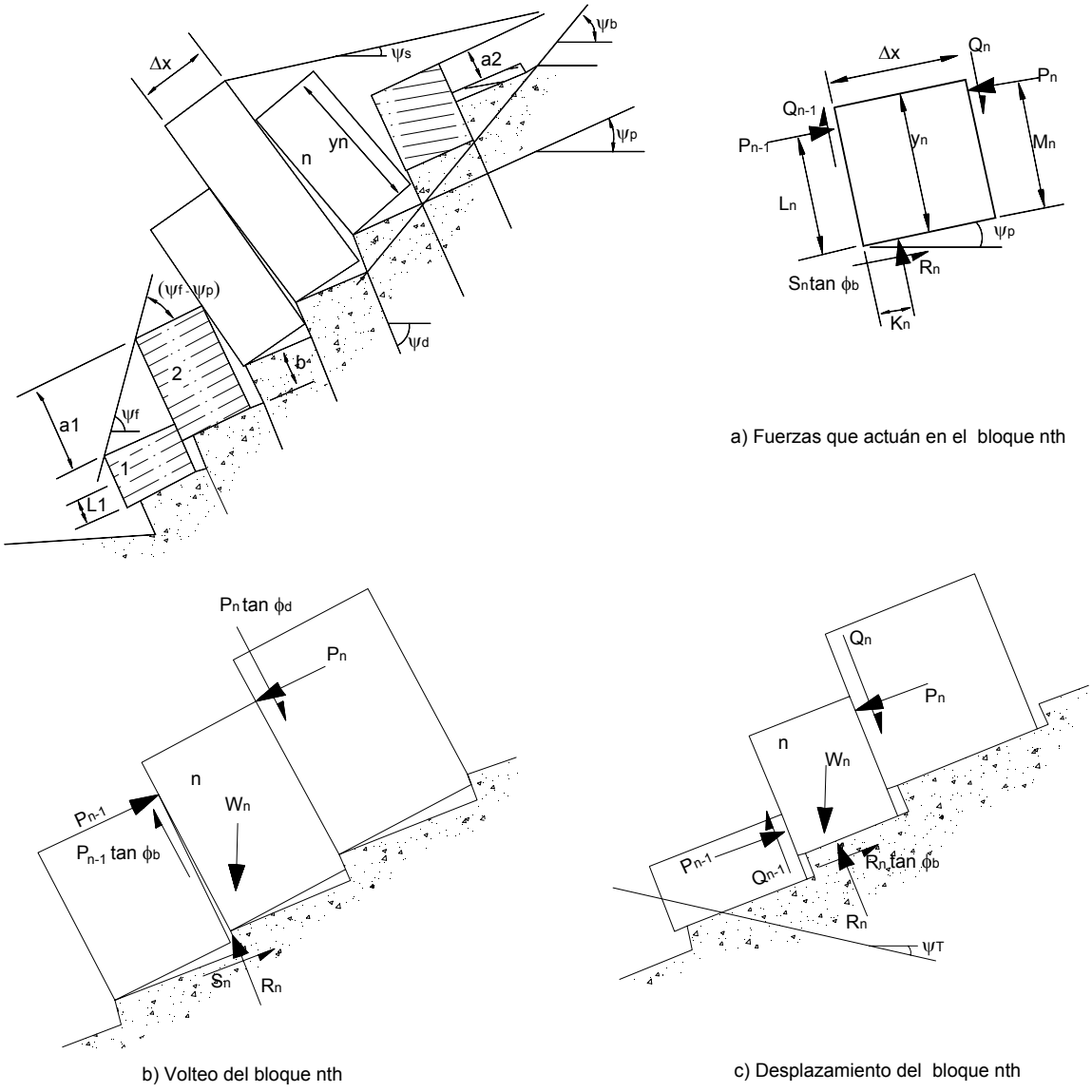


Figura 10.17 Inclinación de bloques.

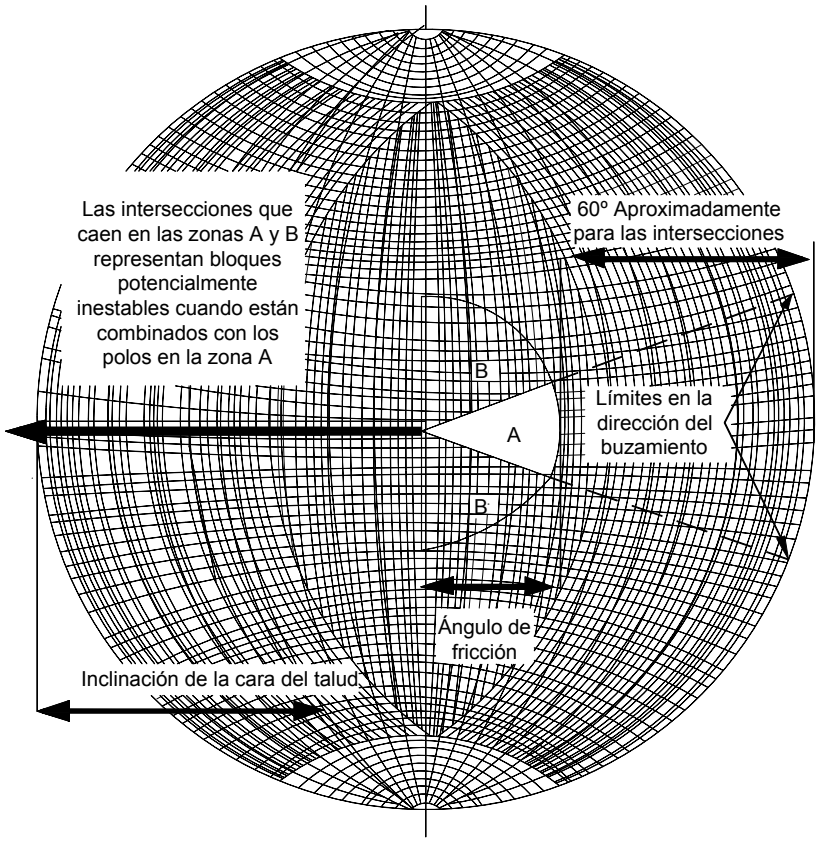


Figura 10.18 Construcción de una estereofalsilla para analizar fallas de inclinación de bloques.

Existen ciertas condiciones estructurales que favorecen el desarrollo de este tipo de fenómeno:

- Estructuras anisotrópicas tales como esquistosidad o foliación, lo cual produce un comportamiento mecánico anisotrópico.
- Planos de debilidad que se intersectan en forma oblicua con otros sistemas de fracturas.
- Dirección adversa de campos de esfuerzos.

Por esta razón, las rocas derivadas de rocas cristalinas son especialmente susceptibles a este tipo de eventos debido a su estructura e historia tectónica.

La falla puede activarse por varios factores:

- Concentración muy alta de esfuerzos y reducción en la resistencia de la roca como resultado de la meteorización.

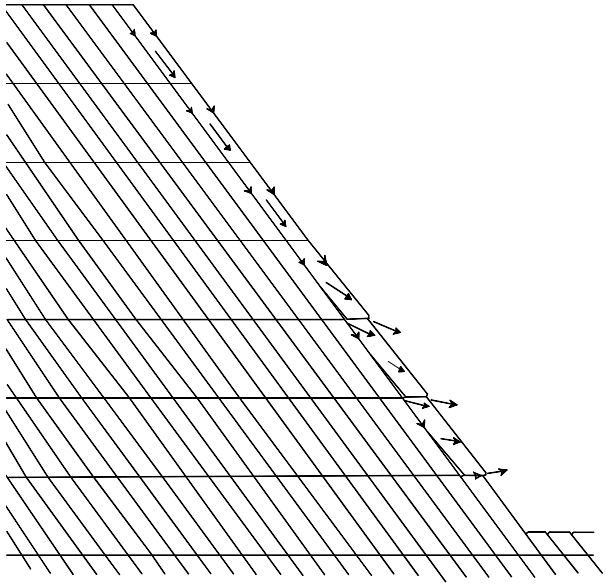


Figura 10.19 Diagrama de un volteo hacia tras analizado en el programa UDEC; En este caso la juntas paralelas a la superficie están espaciadas cada 10 m y las horizontales cada 40 m (Wyllie y Mah, 2004).

- Disminución de los esfuerzos de confinamiento como resultado de la descompresión por los procesos de erosión a largo plazo.

- Falla hidráulica por presiones de poros excesivas.

- Sobrecargas dinámicas (Sismos).

En el caso de taludes en valles glaciales, las variaciones de esfuerzos pueden estar asociados con el avance o replegamiento de los glaciares.

El desarrollo de los hundimientos tipo "Sagging" está relacionado en particular, con los esfuerzos de confinamiento y la dilatancia de la roca.

A medida que progresa la deformación de las áreas profundas se puede formar una superficie de falla relativamente definida y eventualmente ocurrir un deslizamiento o un caído múltiple.

FACTORES QUE AFECTAN LA FALLA

La Litología y Estructura

Las fallas en macizos rocosos están controladas por la interacción combinada de la estructura y la litología del macizo. Las interrelaciones entre las fracturas y las características geotécnicas son generalmente muy complejas y en ocasiones es difícil predecir el comportamiento (Figura 10.24).

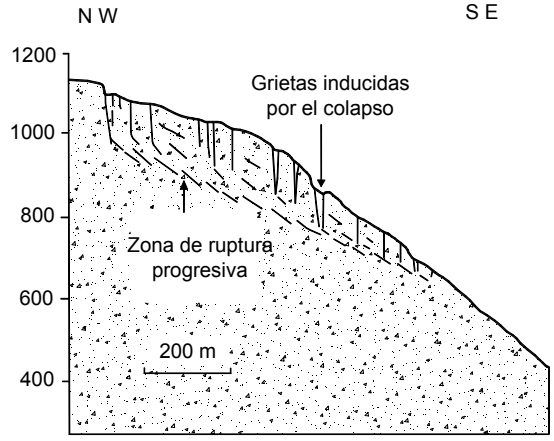


Figura 10.20 Falla progresiva en macizo rocoso con fracturas semi-verticales (Giraud y otros, 1990)

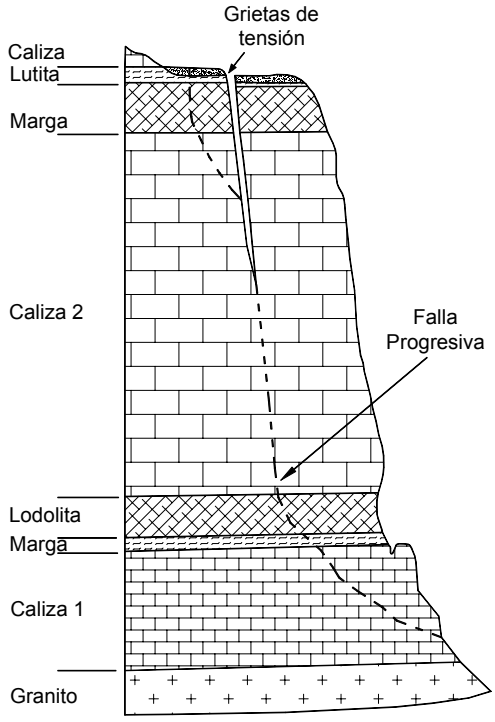


Figura 10.21 Falla a volteo, la cual en forma progresiva induce falla al cortante.

Los movimientos son generalmente progresivos, donde un movimiento genera otro y la falla se va extendiendo cada vez a una masa de mayor tamaño.

Condiciones para Deslizamiento y Volteo

Las grietas en los macizos rocosos son el resultado de deformaciones a gran escala en las cuales ocurre relajación de energía y se producen separaciones de grandes bloques de roca. Se requiere caracterizar la grieta o el sistema de grietas para poder predecir su comportamiento futuro.

El análisis debe realizarse en tres dimensiones y si es necesario se deben instrumentar para poder presentar una hipótesis geodinámica, incluyendo su comportamiento bajo eventos sísmicos.

En ocasiones es necesario determinar los esfuerzos de compresión y cortante a que están siendo sometidos y los cambios que están ocurriendo en el momento actual; tales como cambios temperatura, reptación, rotación de bloques, etc.

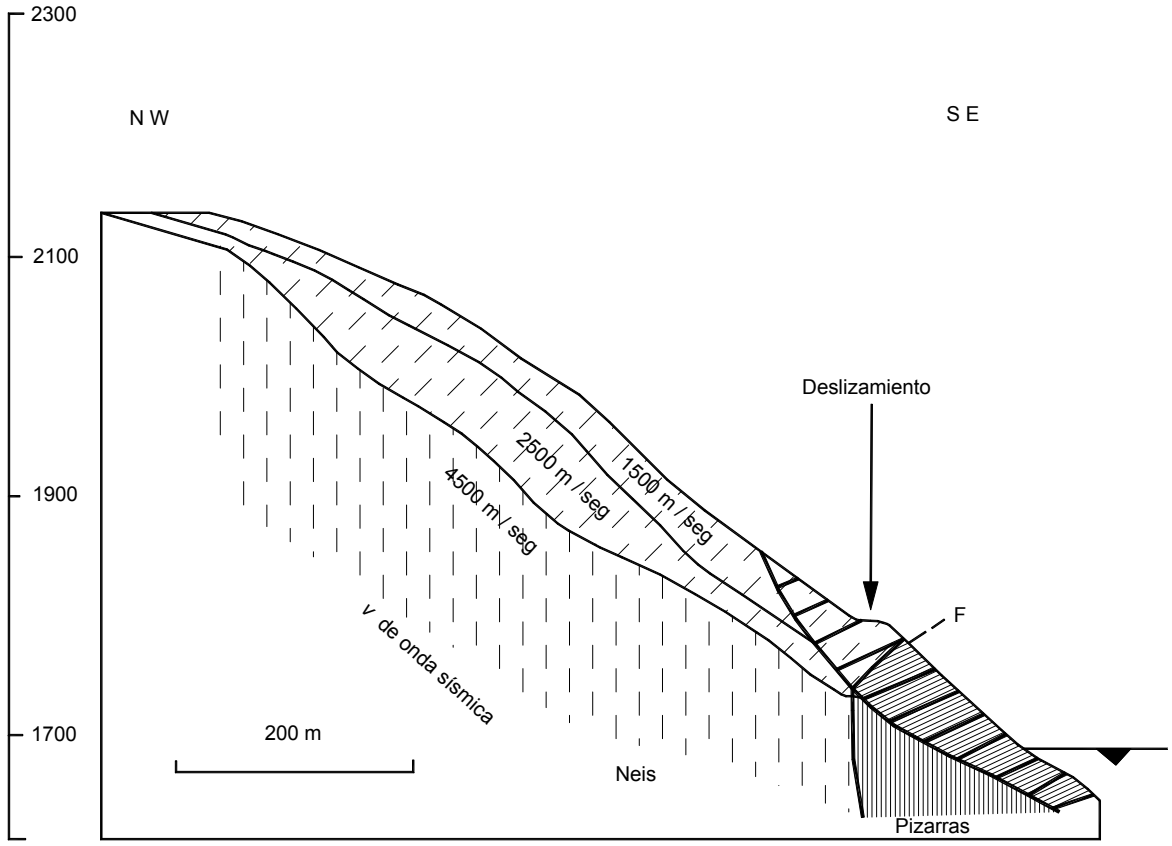


Figura 10.22 Falla al volteo y deslizamiento en rocas metamórficas (pizarras y neises) con foliación semi-vertical. El volteo alcanzó profundidades hasta de 100 m y el deslizamiento hasta 65 m. Se observa el aumento de velocidad de onda sísmica.

Al estudiar un grupo de discontinuidades en un macizo rocoso se deben analizar las diversas posibilidades (Figura 10.25), de ocurrencia de volteo y/o deslizamiento así:

- Que la conformación geostática produzca bloques estables. Para que esto ocurra se requiere que la relación ancho/altura del bloque sea mayor que el valor de la tangente del ángulo con la horizontal de las discontinuidades y que el ángulo de la discontinuidad base con el horizontal, sea menor que el ángulo de fricción.

- Que se presente solamente el riesgo de falla por volteo o inclinación. Se requiere para $b / h < \text{Tan}\ \psi$ y el ángulo con la horizontal sea menor que ϕ.

- Que se presente sólo el riesgo de deslizamiento. En este caso $b / h > \text{Tan}\ \psi$ y $\alpha > \psi$.

- Que se presente el riesgo combinado de deslizamiento y volteo simultáneamente. En este caso $b/h < \text{Tan}\ \psi$ y $\alpha > \psi$.

Efecto de las Presiones Hidráulicas

Las presiones hidráulicas son de un orden comparable de magnitud con los esfuerzos de gravedad y generan fuerzas importantes sobre las superficies de las discontinuidades dentro de la masa rocosa.

Adicionalmente, estas fuerzas hidráulicas producen reducciones en los esfuerzos efectivos, los cuales disminuyen la resistencia al cortante al reducirse la fricción en la discontinuidad.

Estas fuerzas hidráulicas fluctúan de acuerdo a los cambios climáticos y generan procesos de carga y descarga de esfuerzos internos del macizo. Estos procesos producen mecanismos de deterioro de manera irreversible.

Efecto de la Tectónica

Algunos autores mencionan el efecto de la tectónica sobre la ocurrencia de deslizamientos. Khazai y Sitar (2003) mencionan como ejemplo la diferencia en la ocurrencia de deslizamientos activados por sismos entre California (USA) y Taiwan y lo atribuye a que Taiwan tiene un ambiente geológico tectónicamente más activo.

Las condiciones de estabilidad de los taludes en roca dependen principalmente de la estructura del macizo, la orientación y frecuencia de las discontinuidades, tanto de las juntas propiamente dichas como de las intersecciones entre juntas.

Resistencia de las Discontinuidades

La mayoría de los modos de falla en taludes en roca incluyen deslizamiento y/o inclinación. En ambos casos la resistencia al cortante de las discontinuidades es crítica para el diseño de los taludes en roca.

En macizos de roca relativamente fracturada o muy fracturada, los cuales corresponden a la mayoría de deslizamientos de taludes en roca; el ángulo de fricción entre las paredes de la discontinuidad es el parámetro más importante para tener en cuenta en el diseño.

El ángulo de fricción depende de los siguientes factores:

- *Rugosidad de las paredes.* Las discontinuidades rugosas tienen un ángulo de fricción mayor que las discontinuidades lisas.

- *Resistencia de las paredes.* Cuando las fricciones normales aumentan, ocurre un rompimiento de las asperitas y una consecuente reducción de la resistencia a la fricción.

- *Cobertura de la superficie de las paredes.* Es común que minerales de baja fricción como la clorita o la serpentinita cubran la superficie de la pared y disminuyan en forma importante la resistencia a la fricción.

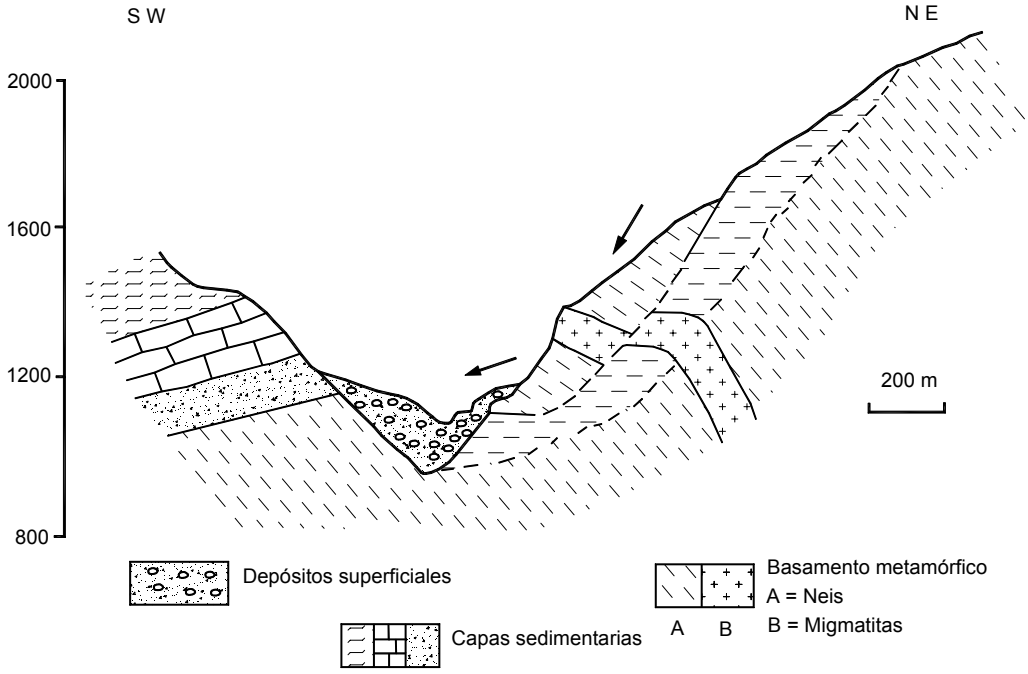


Figura 10.23 Volteo profundo (más de 100 m) y deslizamiento en rocas metamórficas.

- *Relleno.* Cuando el espesor del relleno es mayor que la amplitud de las asperitas, las propiedades del relleno dominan la resistencia al cortante de la discontinuidad.

- *Agua.* La presión de poros disminuye la resistencia a la fricción.

- *Persistencia.* Cuando las discontinuidades no son persistentes, se presentan en la discontinuidad puentes que contribuyen a que aparezca una componente de cohesión muy importante.

Es difícil evaluar los parámetros de resistencia al cortante en las discontinuidades y formular expresiones analíticas que tengan en cuenta los diversos parámetros. El resultado ha sido el de analizar la resistencia al cortante de una manera empírica, relacionando heurísticamente los parámetros indicados anteriormente.

De acuerdo a la litología de la roca, la rugosidad y relleno de las discontinuidades, puede aproximarse un ángulo de fricción de las discontinuidades. Este procedimiento es solamente una apreciación cualitativa y no reemplaza la realización de ensayos de corte directo de las discontinuidades.

Sin embargo, este procedimiento empírico es muy utilizado debido a la dificultad para realizar ensayos de corte de las discontinuidades, especialmente en proyectos pequeños y medianos de estabilidad de taludes.

En proyectos mineros de gran magnitud se acostumbra realizar un análisis detallado, obteniendo información precisa, tanto de campo como de laboratorio. En este capítulo se presentan algunas tablas que pueden utilizarse como guía para aproximar la resistencia a la fricción en las discontinuidades de macizos rocosos (Tablas 10.2 y 10.3).

Análisis Numérico

Los métodos numéricos pueden ser utilizados para el análisis de estabilidad de taludes en roca, modelando varios mecanismos de falla. Se han utilizado procedimientos de elementos finitos, elementos discretos y elementos de borde. Estos sistemas permiten modelar las principales fallas y discontinuidades y tener en cuenta las propiedades elastoplásticas intrínsecas de los bloques de roca.

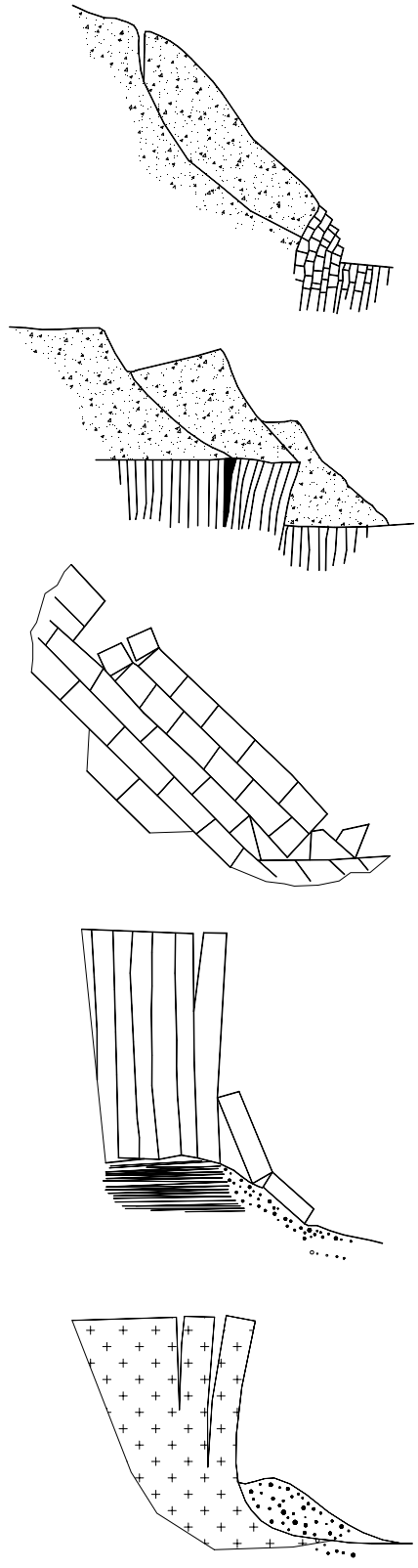


Figura 10.24 Las características geotécnicas y estructurales del talud determinan el modo de falla.

Tabla 10.2 Angulos de fricción típicos para las discontinuidades de macizos rocosos (Barton y Choubey, 1977).

Tipo de Roca	ϕ Seco (°)	ϕ Saturado (°)
Arenisca	26-35	25-34
Limolita	31-33	27-31
Caliza	31-37	27-35
Basalto	35-38	31-36
Granito fino	31-35	29-31
Granito grueso	31-35	31-33
Neiss	26-29	23-26

Los análisis de taludes en roca con métodos numéricos han adquirido gran importancia en los últimos años. En los modelos numéricos el macizo rocoso se divide en varias zonas. A cada zona se le asignan unas propiedades de los materiales. Los materiales se idealizan de acuerdo a una relación esfuerzo-deformación que describe su comportamiento.

El modelo más simple supone un comportamiento lineal elástico con unas propiedades de módulo de Young y relación de Poisson. Cada una de las zonas puede ser conectada entre sí o separada por discontinuidades. Los modelos discontinuos permiten el deslizamiento y volteo de los bloques.

Existe una gran cantidad de programas de computador para análisis numérico de taludes en roca y se recomienda su uso. Los procedimientos detallados se encuentran en los manuales de uso de cada uno de los programas.

CAÍDOS DE ROCA

Los bloques de roca que se sueltan de la fachada de un talud y caen por caída libre, a golpes o rodando son una amenaza muy importante, especialmente en vías de comunicación.

Generalmente, los caídos se inician por un cambio en las fuerzas que actúan sobre un bloque o una masa de roca, estos cambios de fuerzas están asociados con fenómenos climáticos, eventos biológicos o actividades de construcción.

Causas de los Caídos

Los tipos de eventos que producen caídos son los siguientes:

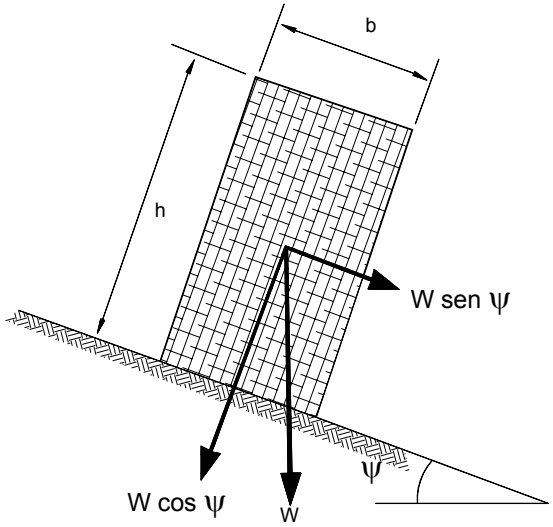
- Incremento de la presión de poros en las juntas debido a la lluvia
- Cambios de temperatura
- Descomposición química de la roca en los climas tropicales húmedos
- Crecimiento de las raíces dentro de las juntas
- Movimiento del viento
- Vibraciones debidas a actividades de construcción o voladuras
- Sismos

Las actividades de construcción aumentan en forma importante la posibilidad de caídos de roca de un macizo rocoso.

Tabla 10.3 Ángulos de fricción de discontinuidades típicos (Barton, 1974).

Tipo de Material	ϕ pico (°)
Basalto	42
Bentonita	7.5-17
Lutita Bentonítica	2.9-8.5
Arcillas	12-18.5
Lutita arcillosa	32
Rocas calcáreas	16
Dolomita	14.5
Diorita, granodiorita y porfirita	26.5
Granitos rellenos de arcilla	23.45
Granitos rellenos de arena	40
Calizas	13-21
Esquistos	31-32
Pizarras	33
Cuarzo	36-38

Fotografía 10.1 Ejemplos de falla de taludes en roca.



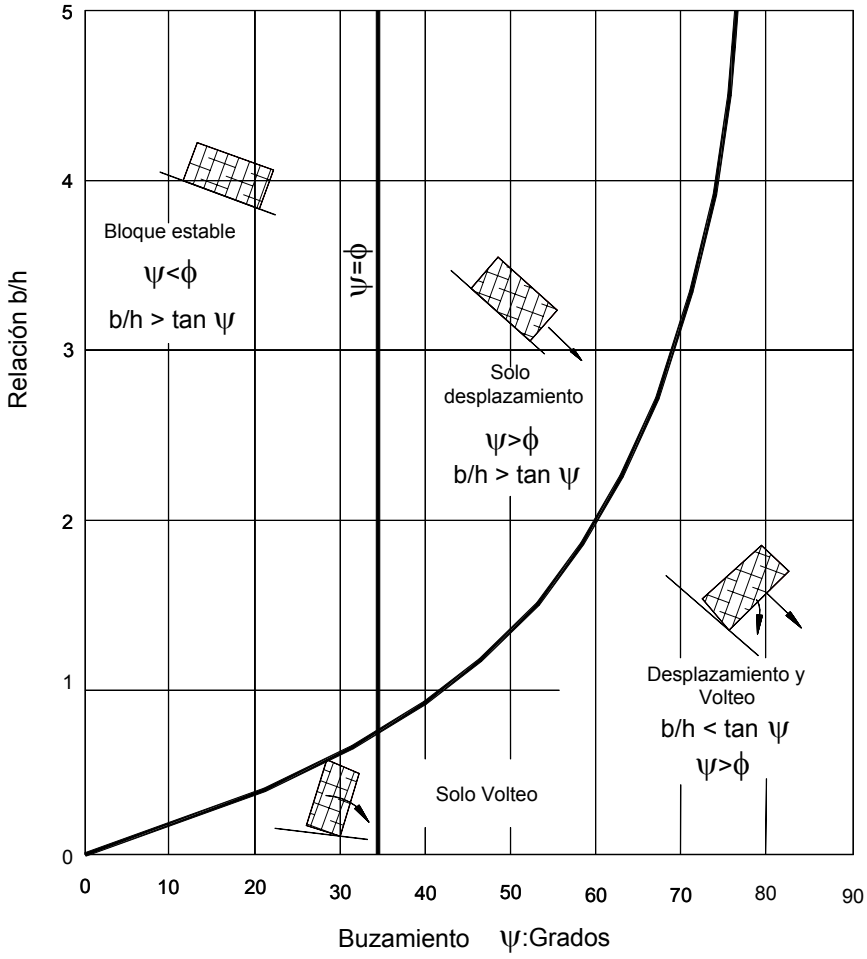


Figura 10.25 Condiciones de deslizamiento y volteo de bloques de roca.

Factores que Afectan la Dinámica del Caído

Los factores más importantes que controlan la trayectoria de caído de un bloque de roca son la geometría del talud y el tipo de superficie de este talud. Algunos taludes actúan como salto de esquí y generan velocidades horizontales muy significativas en el bloque de roca, aumentando en forma importante la amenaza sobre la vía.

Las superficies de fachada de talud muy limpias son peligrosas, debido a que tienen un alto coeficiente de restitución y por lo tanto, no retardan el movimiento del bloque que cae.

Por el contrario, los taludes de materiales sueltos o gravas tienen un bajo coeficiente de restitución y absorben una cantidad considerable de energía y en algunos casos pueden incluso parar este movimiento.

Como la geometría y el coeficiente de restitución de la superficie del talud son los factores principales que controlan el movimiento de los bloques, se han podido desarrollar modelos que representan en forma relativamente precisa el movimiento de los bloques.

Otros factores tales como tamaño y forma del bloque, características, fricción de la superficie de la roca y posibilidad de que el bloque se rompa o no; tienen también importancia en la magnitud de la amenaza. Los factores más significativos son la geometría y el coeficiente de restitución.

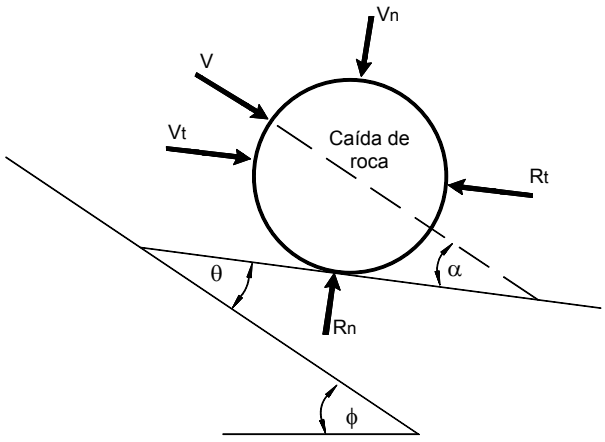


Figura 10.26 Ángulo de impacto definido como una función de las propiedades del talud y la roca (Pfeiffer, 1989).

Tabla 10.4 Parámetros que determinan el comportamiento de caídos de roca (Jones, 2000).

Factor	Parámetro
Geometría del talud	Inclinación del talud Longitud del talud Rugosidad de la superficie Variabilidad lateral
Propiedades de la superficie del talud	Coeficientes de Restitución y de fricción del talud Coeficientes de la roca
Geometría de la roca	Tamaño de la roca Forma de la roca
Propiedades de los materiales de roca	Fragilidad de la roca Masa de la roca

Los eventos de caídos de roca originados de un mismo sitio pueden comportarse en forma diferente, de acuerdo a la interrelación entre estos factores (Tabla 10.4).

Geometría del talud. De los factores geométricos la pendiente del talud se considera crítica porque define la aceleración y desaceleración de los bloques de roca.

La longitud del talud determina la distancia sobre la cual la roca acelera y desacelera. Otro factor importante es la interacción entre las irregularidades de la superficie del terreno con el bloque de roca. Estas irregularidades afectan la variabilidad de los eventos.

El efecto de las irregularidades es el de alterar el ángulo con el cual la roca impacta la superficie del talud y es precisamente ese ángulo de impacto el que, a la larga, determina el carácter del salto (Wu, 1984).

Coeficientes de restitución y de fricción. Mientras los mecanismos primarios son la resistencia al deslizamiento y a la fricción de giro, la elasticidad del talud determina el movimiento normal al talud. Para determinar los nuevos componentes de la velocidad después del impacto de la roca, se requieren nuevos coeficientes normales y tangenciales.

Cuando una roca impacta sobre el talud se pierde energía cinética, debida a los componentes inelásticos de la colisión y la fricción.

Las propiedades de la superficie del talud afectan el comportamiento del salto de un bloque de roca. Las representaciones numéricas de estas propiedades se han denominado coeficiente de Restitución (Rn) y coeficiente tangencial de resistencia a la fricción (Rt), donde la dirección normal es perpendicular a la superficie del talud y la dirección tangencial es paralela a esta superficie (Piteau and Associates, 1980) (Figura 10.26).

Tamaño de los bloques. Como los bloques más grandes de roca tienen mayor momentum, es menos probable que se afecten por las irregularidades del terreno. Por la razón anterior, los bloques de mayor tamaño se desplazan en mayores longitudes que los bloques pequeños.

Forma de los bloques. Otro factor importante es la forma de los bloques de roca. La forma de la roca afecta la distribución de los bloques en forma similar que la rugosidad de la superficie del talud. Igualmente la forma de la roca también influye sobre la parte de energía que es de traslación y la que es de rotación.

Fragilidad de la roca. Una propiedad crítica de la roca es su fragilidad, la cual determina si el bloque se va a romper en el impacto. La fragmentación de la roca disipa una gran cantidad de energía y disminuye el tamaño individual de los bloques. El tamaño de la roca tiene una relación directa con la energía cinética y el momentum.

Uso de programas de computador

Entre los modelos desarrollados para el análisis de la trayectoria de los caídos se encuentran los desarrollados por Hoek (1986), Bozzolo y otros (1988), Hungr y Evans (1989), Spang y Rautenstrauch (1988) y Azzoni (1995).

La mayoría de los modelos de caídos de roca usan la técnica de simulación de Montecarlo para variar los parámetros incluidos en el análisis. El propósito del análisis es el de determinar donde caen los bloques de roca, de acuerdo a los parámetros geométricos. Se puede modelar para diferentes tipos de forma y tamaño de los bloques. Este análisis permite diseñar bermas y barreras para el control de la amenaza y el riesgo.

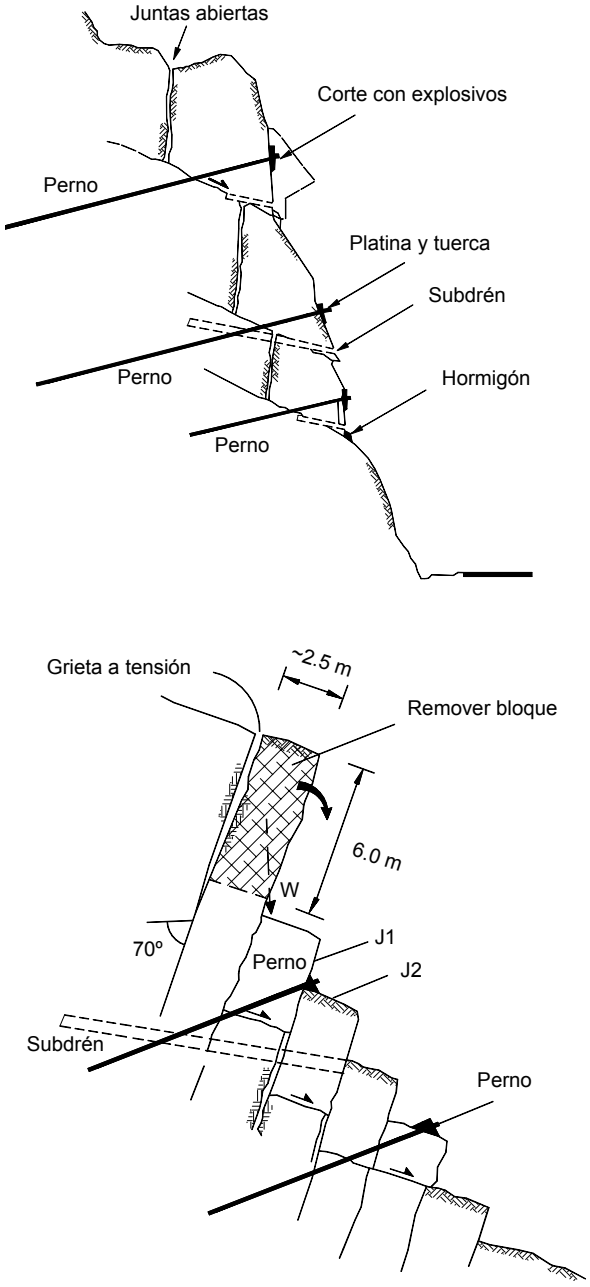


Figura 10.27 Pernos para sostener grupos de bloques

Se han desarrollado programas relativamente precisos para modelar la dinámica de los bloques de roca. El más conocido de estos programas es el CRSP desarrollado por el Departamento de Carreteras de Colorado (Jones, 2000). Estos programas analizan el movimiento de los bloques teniendo en cuenta la geometría, las propiedades de la superficie del talud, la forma de los bloques y las propiedades de los materiales de roca.

PROCEDIMIENTOS DE REMEDIACIÓN Y ESTABILIZACIÓN

La estabilización de un macizo rocoso tiene por objeto reducir la posibilidad del movimiento de los bloques o masa de roca. La estabilización también ayuda a disminuir los procesos de deterioro del macizo, el cual puede conducir a la inestabilidad. La estabilización de los macizos rocosos puede lograrse mediante refuerzo del macizo utilizando elementos estructurales, conformación de la superficie del talud o construyendo obras de drenaje y/o subdrenaje.

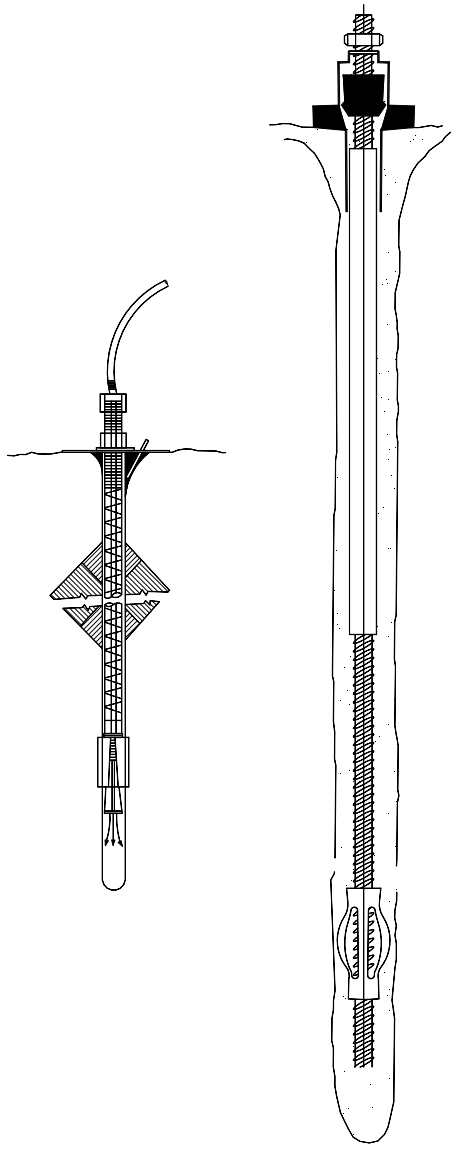


Figura 10.28 Perno con varilla de acero.

Debido a la complejidad del comportamiento de los macizos rocosos es difícil evaluar cuantitativamente la efectividad de los métodos de estabilización.

REFUERZO DEL MACIZO

Pernos

Los pernos son barras de refuerzo que se cementan dentro de perforaciones formando una dovela de concreto reforzada para prevenir que se suelte un bloque de roca en la cresta de un talud (Figura 10.27).

Estos pernos son comúnmente varillas de acero colocadas en huecos pre-perforados, inyectando una resina epóxica o cemento; las varillas generalmente no son tensionadas, debido a que la roca puede moverse al colocar la tensión. Se utiliza acero de alta resistencia en diámetros que varían desde ½ a 1.5 pulgadas (Figura 10.28).

El objetivo de los pernos es el de generar un refuerzo o resistencia a la tensión dentro del macizo, uniendo las discontinuidades. Los pernos también pueden utilizarse para sostener cables, mallas y otros elementos de soporte del macizo.

En la mayoría de los pernos se cementa la totalidad de la longitud de estos utilizando una lechada o resina. El principal uso de los pernos es el de sostener bloques para impedir su deslizamiento o caída. Igualmente se pueden sostener cuñas o grandes masas de roca.

Cuando se requiere soportar grandes masas de roca inestable se utilizan generalmente, pernos de mayor longitud y es posible que se requiera tensionarlos. Los pernos sin tensionamiento son más económicos y fáciles de excavar que los tensionados.

Factores a tener en cuenta en el diseño de pernos

En el diseño de los pernos se deben tener en cuenta, entre otros, los siguientes elementos:

- *Perforación.* Definir el diámetro y longitudes de las perforaciones de acuerdo al equipo disponible y las características del macizo. Pueden utilizarse equipos a roto-percusión o equipos a rotación. Los equipos a roto-percusión poseen una mayor rata de penetración.

Los equipos a rotación permiten mayores diámetros de perforación. En ocasiones se puede requerir bentonita para estabilizar las paredes de la perforación durante el proceso constructivo.

- *Dimensiones del perno.* De acuerdo a la fuerza requerida y las necesidades del anclaje, se debe decidir entre varilla y cables de acero. Existen además pernos auto-perforadores que poseen una broca en la punta, la cual se deja dentro del anclaje y además una gran cantidad de pernos especiales patentados.

- *Protección contra la corrosión.* Analizar la corrosividad del sitio y colocar el nivel apropiado de protección. El "Post Tensioning Institute" (PTI 1996) clasifica los sistemas de protección contra la corrosión entre Clase **I** (Para ambientes agresivos) y Clase **II** (Para ambientes no agresivos).

- *Tipo de cementante.* Cemento, resina o lechada especial, o anclaje mecánico. El tipo de cementante depende de la carga, la rapidez de instalación, el diámetro y longitud del perno y la resistencia de la roca. Generalmente, se utiliza lechada de cemento con una relación agua/cemento de 0.4 a 0.45.

- *Longitud total* y longitud del bulbo cementado, de acuerdo a las cargas aplicadas.

- *Patrón de anclaje.* Localización de los anclajes sobre la fachada del talud para lograr el efecto global de estabilidad que se desea obtener.

- *Procedimiento de prueba de carga.* Definir el procedimiento de ensayo de los pernos después de colocados.

La corrosividad

Para determinar la corrosividad del sitio se debe investigar entre otros los siguientes elementos:

- Suelos o rocas que contienen cloruros o sulfatos
- Suelos o rocas ácidas (pH menor de 5.5)
- Cambios de humedad o de nivel freático
- Ambientes marinos o de agua salada
- Presencia de corrientes eléctricas
- Bolsas de turba, o suelos orgánicos
- Residuos industriales

Anclajes Tensionados

Este método consiste en la colocación dentro del macizo de roca y muy por debajo de la superficie de falla real o potencial de una serie de tirantes de acero anclados (Figura 10.29). Estos anclajes generalmente utilizan cable de acero, los cuales se colocan en huecos pre-perforados e inyectados, tensados por medio de gatos en la superficie (Figura 10.30).

Los anclajes generan fuerzas de compresión que aumentan la fricción y/o contrarrestan la acción de las fuerzas desestabilizadoras. En superficie las anclas se apoyan en platinas de acero o en bloques o zapatas de concreto armado, para permitir su anclaje y transmitir la carga al suelo subsuperficial.

Los anclajes tensionados impiden el deslizamiento de bloques de roca a lo largo de un plano de estratificación o fractura. La fuerza de tensionamiento depende de la longitud y características del anclaje y no es raro utilizar fuerzas hasta de 50 toneladas por ancla.

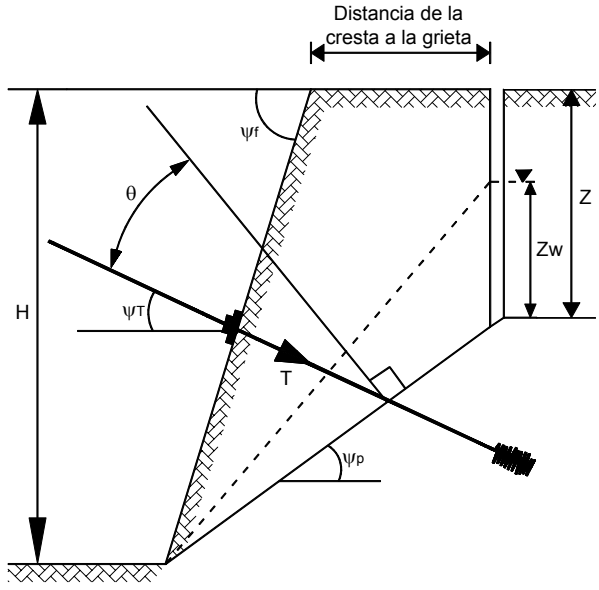


Figura 10.29 Los anclajes tensionados están destinados principalmente a sostener grandes masas de macizo.

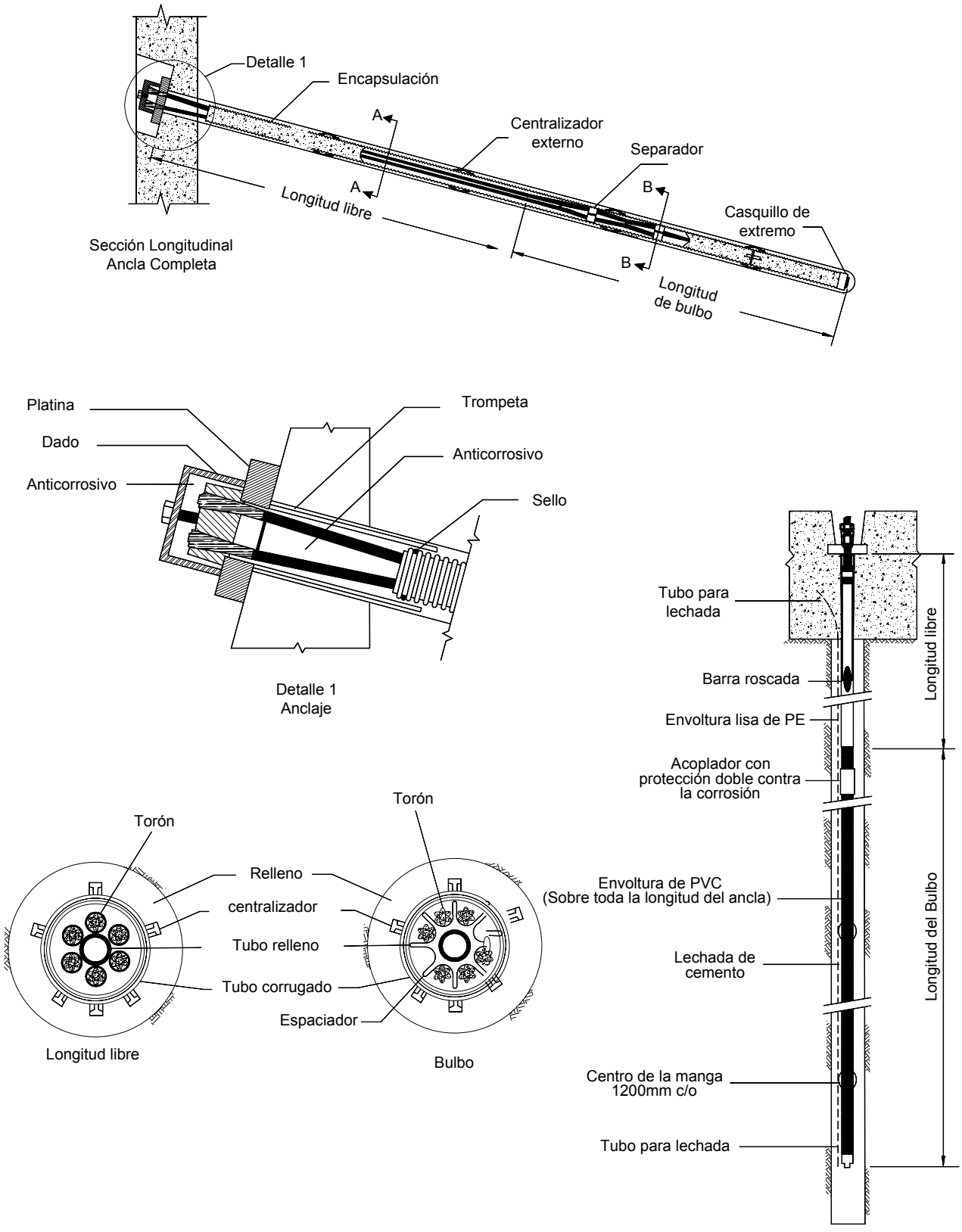


Figura 10.30 Anclajes tensionados.

Los anclajes pretensionados se colocan atravesando posibles superficies de falla, anclando los bloques a roca sana, detrás de esta superficie. El tensionamiento transmite una fuerza a la roca, produciendo una compresión y modificando los esfuerzos normales sobre la superficie de falla.

La principal ventaja de utilizar anclajes o cables tensionados es que no se requiere que ocurra movimiento en el macizo antes de que el anclaje desarrolle su capacidad completa, minimizando la ocurrencia de deformaciones y agrietamientos de tensión. La tensión en la barra o cable puede ser rechequeada o retensionada si se requiere, dándole una mayor confianza al diseño. El tensionamiento generalmente se diseña utilizando métodos de equilibrio límite.

Para que el anclaje sea efectivo debe fijarse detrás de la superficie de falla potencial. El valor de las fuerzas que se requiere colocar en las anclas depende de las características del macizo, de la orientación de los anclajes y de las características de la superficie de falla potencial.

Los pernos y anclajes con frecuencia, son instalados en arreglos simétricos, los cuales se pueden modificar ligeramente de acuerdo con la posición de los bloques en la fachada del talud.

Las varillas deben tener una protección adecuada contra la corrosión. El tipo y grado de protección depende de la corrosividad de la masa de roca. Los sistemas de protección contra la corrosión pueden tener, encapsulación de la varilla o cable en resina o cubrimiento con zinc u otros materiales, resistentes a la corrosión.

Es importante que se tenga en cuenta que la cabeza del ancla o perno también debe tener protección contra la corrosión. Con frecuencia ocurre que la corrosión en la cabeza impide el re-tensionamiento de los anclajes. Para evitar que el macizo se inestabilice, es importante instalar las anclas inmediatamente después de la excavación de cada altura de talud y antes de que se corte la siguiente grada.

Mallas Ancladas

Son mallas exteriores de alambre galvanizado ancladas con pernos para evitar la ocurrencia de desprendimientos de bloques de roca o material (Fotografía 10.2 y 10.3).

Fotografía 10.2 Control de caídos de roca utilizando mallas ancladas.

Debe tenerse en cuenta que los anclajes de mallas protegen de la caída de bloques superficiales, pero no representan estabilidad para el caso de fallas de bloques grandes o movimientos de grandes masas de suelo o roca.

Las mantas de malla ancladas pueden utilizarse para impedir el movimiento de bloques pequeños (menos de 0.6 a 1.0 metro de diámetro) o masas subsuperficiales delgadas de roca. Sin embargo, en ocasiones las mallas ayudan a atenuar el movimiento de grandes bloques. (Fotografía 10.2) En principio la malla anclada actúa como una membrana alrededor de la masa o bloque inestable; a su vez pueden ser reforzadas con cables, los cuales se amarran a los anclajes.

Se recomienda la utilización de mallas con alambres de calibres BWG 9 a BWG 11. Se pueden utilizar mallas electrosoldadas, de tejido en cadena o mallas hexagonales torsionadas. En la mayoría de los casos se prefiere la malla hexagonal.

Las mallas deben usarse solamente en los casos en que ésta queda en contacto directo con la superficie del talud para formar un contacto continuo en toda el área protegida de la fachada del talud.

En el caso de la presencia de áreas de bloques pequeños sueltos se deben intensificar los anclajes en estas áreas. Un sistema de soporte de grandes bloques es el amarrarlos con cables individuales anclados al talud.

Fotografía 10.3 Comportamiento de mallas ancladas para sostener macizos de roca.

Estos cables actúan en forma similar a las mallas. En algunos casos las mallas se diseñan para que guíen los bloques sueltos hasta el pie del talud.

Pantallas Ancladas

Las pantallas ancladas son colchones o membranas de concreto armado que actúan como estructura de contención, soportadas mediante anclajes profundos en el macizo de roca. Los anclajes pueden ser tensionados o no tensionados, de acuerdo a las necesidades del diseño.

Los muros anclados generalmente incluyen el concreto lanzado para prevenir el movimiento de bloques en una zona fracturada y drenaje de penetración para impedir la presión de agua. Un sistema de pantalla consiste en una serie de vigas de concreto armado ancladas a la roca en sus intersecciones.

Muros de Contención

Los muros de contención se utilizan para impedir la caída de grandes bloques o para incrementar la estabilidad del pie del talud.

Los muros son generalmente estructuras permanentes que soportan el pie del talud y al mismo tiempo disminuyen el potencial de deterioro de la superficie del macizo. Es común que estos muros requieran de anclajes para tener una resistencia adecuada.

Bloques de Soporte ("pie de amigo")

Se trata de bloques masivos de concreto simple, concreto ciclópeo o armado, que actúan como soporte inferior de bloques en negativo o en voladizo que son demasiados grandes, muy difíciles o peligrosos de remover.

Concreto Lanzado o Gunita

Para minimizar el desprendimiento de bloques y el deterioro de la superficie del macizo puede utilizarse el concreto lanzado. Se denomina concreto proyectado al mortero colocado por bombeo a presión con agregados hasta de 20 mm de diámetro.

Cuando el mortero utiliza partículas de menor tamaño se le denomina "gunita". El concreto o gunita generalmente, se aplica en capas de 8 a 10 centímetros de espesor. Este concreto ayuda a sostener los bloques del macizo en su puesto,

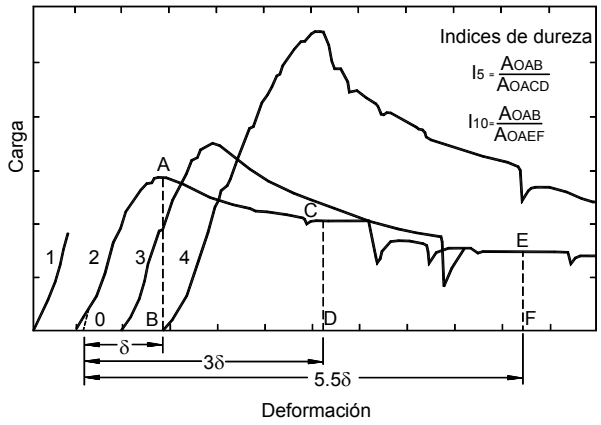


Figura 10.31 Curvas esfuerzo-deformación de concreto lanzado reforzado con fibras de acero. 1: sin fibras. 2: con el 1% en volumen de fibras. 3: con el 2%. 4: con el 3%. (American Concrete Institute, 1995).

actuando como una membrana soportada por la resistencia a la tensión y al cortante del mortero. La membrana no actúa por sí sola como estructura de contención y no hay transferencia de cargas de la masa de roca a la membrana de concreto. La pantalla de concreto proyectado actúa como refuerzo superficial y no como contención.

Es importante limpiar la superficie del talud antes de colocar el concreto. Se deben instalar perforaciones o "lloraderos" a través de la membrana de concreto para impedir la formación de presiones de agua detrás de esta. Para obtener mejores resultados se recomienda colocar el concreto inmediatamente después de realizada la excavación. Se prefiere que la superficie se encuentre seca.

Se recomienda limpiar el relleno de las discontinuidades, utilizando chorro de agua o de aire para garantizar una muy buena unión de la membrana en las discontinuidades. Los suelos o materiales sueltos deben removerse previamente a la colocación del concreto.

Diseño de la mezcla de concreto lanzado

Generalmente, se especifican concretos con resistencia a la compresión de 20 MPa a los 3 días y 30 MPa a los 7 días. En ocasiones, se exige colocarle un color a la mezcla para adaptarlo al ambiente. Se puede utilizar concreto de mezcla húmeda o de mezcla seca.

Las mezclas húmedas se preparan en plantas de concreto y se transportan en camiones mezcladores. Se requiere una vía para el tránsito de los camiones. Las mezclas secas se pueden preparar en el sitio o se transportan en sacos para bombearlas en el sitio inyectando el agua y los aditivos en la boquilla. La ventaja de las mezclas secas es la posibilidad de colocación en sitios de difícil acceso.

Refuerzo del concreto lanzado

Para obras permanentes se debe colocar una malla de refuerzo para reducir el riesgo de agrietamiento o deslizamiento de la protección. El refuerzo puede ser de malla o acero o de fibras de polipropileno. Es común el uso de malla de 3.5 mm de diámetro con separaciones de 10 cms en las dos direcciones. Para el refuerzo con fibras, se mezclan las fibras de acero o sintéticas con el mortero en el proceso de bombeo (Figura 10.31). La proporción de fibras de acero es de aproximadamente 60 kg/m^3 y para fibras de polipropileno 6 kg/m^3.

Concreto Dental

El concreto dental consiste en el relleno de los espacios entre bloques utilizando concreto. Este relleno genera una integración de los bloques en la superficie del talud. Se puede utilizar concreto simple o ciclópeo y en ocasiones se colocan sectores de malla de refuerzo dentro del concreto. Al igual que con el concreto lanzado se deben proveer salidas o "lloraderos" para el agua acumulada detrás del relleno.

Llaves de Cortante

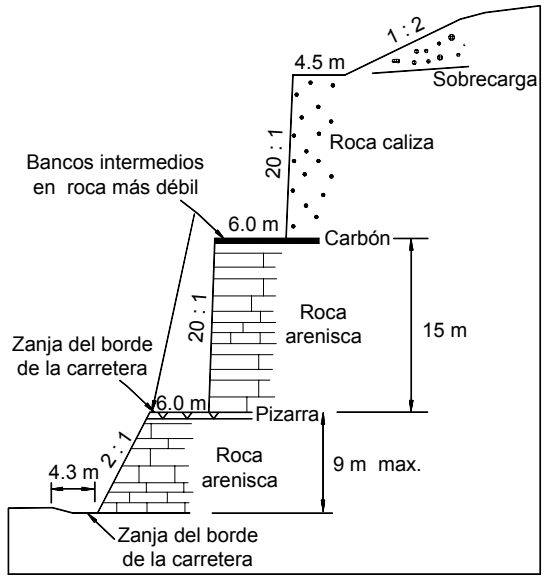
Las llaves de cortante son rellenos de concreto anclados mediante pernos a la roca. Estos elementos impiden el movimiento de los bloques especialmente en la parte alta de los taludes y proveen soporte a masas de roca o suelo de hasta un metro de espesor. Son utilizados especialmente cuando la roca es blanda y no permite el soporte utilizando pernos. Esta protección impide el movimiento de traslación y el derrumbe de materiales del talud.

Para la construcción de las llaves de cortante, generalmente, se colocan una serie de pernos, con espaciamiento entre centros de 50 a 100 cms perforados hasta roca competente y sobre los pernos se funde un bloque de concreto armado. Los pernos de longitud aproximada de un metro se penetran de 50 a 75 cms dentro de la roca basal.

La resistencia al cortante de la llave es igual a la resistencia al cortante de las varillas de los pernos. La llave de cortante actúa como una fuerza resistente en el análisis de límite de equilibrio.

Rugorización de Superficies Lisas

En deslizamientos donde la superficie de falla es una estructura geológica muy bien definida, puede intentarse la estabilización colocando explosivos sobre la superficie potencial de falla para aumentar su rugosidad e incrementar el ángulo de fricción de la discontinuidad. Este proceso debe hacerse en forma lenta, explosión por explosión, para evitar la desestabilización del talud.



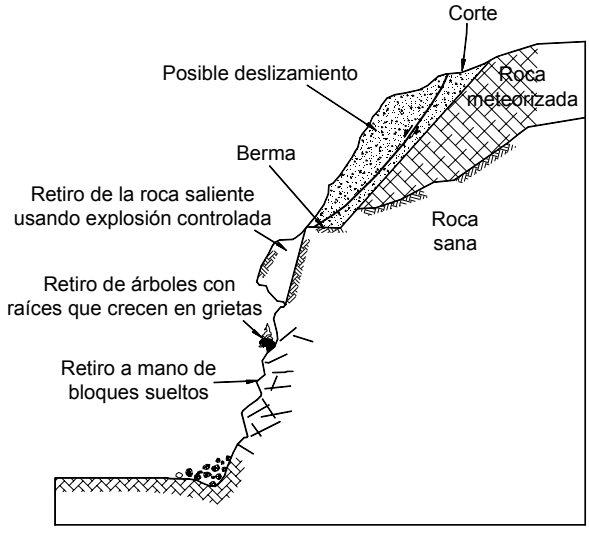


Figura 10.32 Conformación de la superficie del talud.

DRENAJE Y SUBDRENAJE

Al mejorar las condiciones de drenaje o sub-drenaje se incrementan las condiciones de estabilidad. Las obras de drenaje, generalmente, son más económicas que las estructuras de contención y en la mayoría de los casos el drenaje y subdrenaje se requiere para complementar el efecto de las obras de refuerzo estructural del macizo.

El Drenaje Superficial

El drenaje adecuado de la superficie del talud disminuye la infiltración del agua de escorrentía y permite controlar los procesos de erosión.

Entre los métodos de drenaje superficial se encuentran los siguientes:

- Drenar las depresiones donde se acumula agua, arriba de la cabeza del talud.
- Reconformar la superficie del talud y del área arriba de la cabeza para facilitar el flujo de la escorrentía.
- Sellar o cubrir las aberturas de las discontinuidades y/o las áreas permeables utilizando concreto, asfalto, lechadas o plásticos para impedir la infiltración de agua.
- Desviar las aguas de escorrentía utilizando zanjas revestidas, lavaderos, alcantarillas y box coulverts, graderías, etc.
- Revegetalización.
- Impermeabilización de las superficies expuestas.

Perforaciones de Subdrenaje

El objetivo ideal de los subdrenes es bajar el nivel freático y disminuir las presiones de poros sobre las superficies potenciales de falla. En macizos rocosos el sistema más utilizado de drenaje es el de perforaciones o subdrenes de penetración. Los subdrenes se diseñan a profundidades por detrás de las superficies potenciales de falla. La dirección de las perforaciones depende esencialmente de la localización de las discontinuidades principales. El dren óptimo es el que intercepta la mayor cantidad de discontinuidades por metro longitudinal de sub-dren (Simons y otros, 2001).

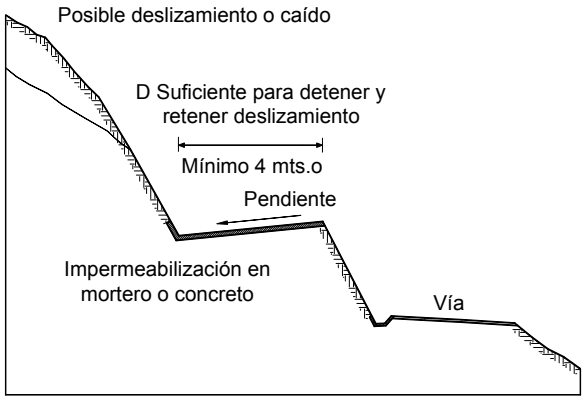


Figura 10.33 Bermas para detener caídos o derrumbes de roca o suelo.

La efectividad de los subdrenes depende del tamaño, permeabilidad y orientación de las discontinuidades. La efectividad debe evaluarse por la disminución de las presiones de poros y no por los caudales de agua recolectada. Los subdrenes generalmente se construyen con una pendiente de 5º con la horizontal.

Los espaciamientos típicos varían de 10 a 15 metros. Es común la instalación de baterías de drenaje en forma de abanico para minimizar los movimientos del equipo de perforación.

Los subdrenes deben limpiarse internamente para evitar que la presencia de lodo o arcilla disminuya su efectividad. Generalmente, en macizos rocosos, los subdrenes solo se revisten en la salida; sin embargo, en materiales erosionables puede requerirse la colocación de tubería perforada en toda la longitud del subdrén.

Otros sistemas de subdrenaje de macizos rocosos incluyen las galerías o túneles filtrantes, los pozos de bombeo y los subdrenes de zanja.

CONFORMACIÓN DE LA SUPERFICIE

La estabilización de un talud en roca puede lograrse removiendo los bloques o masas de roca inestable. En todos los casos debe garantizarse que el talud conformado sea estable y con la modificación de la superficie del talud no se facilite su deterioro y falla futura.

La remoción puede no ser efectiva en rocas blandas como las arcillolitas, donde se pueden acelerar procesos de descomposición de la roca.

Descargue de la Parte Superior del Macizo

Cuando la parte superior del talud está compuesta por roca muy fracturada o meteorizada, puede ser efectivo tender el talud en la parte superior o construir una berma alta. Estas bermas requieren comúnmente anchos de aproximadamente cinco metros para permitir el trabajo de las retroexcavadoras o buldózeres. Igualmente, se puede requerir excavar una vía de acceso para los equipos. Para el diseño de los descargues generalmente, se utilizan análisis de equilibrio límite.

Remoción de Voladizos o Taludes Negativos

Cuando existen voladizos o taludes negativos ("overhangs") se puede eliminar el riesgo, removiendo los bloques o masas de roca que sobresalen de la fachada del talud. En estos casos pueden requerirse voladuras controladas o utilizando pre-corte.

Terraceo

La construcción de bermas o gradas puede mejorar la estabilidad general del talud en roca (Figura 10.32). Generalmente, se trata de remover las masas sueltas o inestables y de producir una nueva superficie del talud que impida o controle los caídos de roca. En ocasiones, este trabajo es muy difícil y se requiere de operarios especializados en alpinismo.

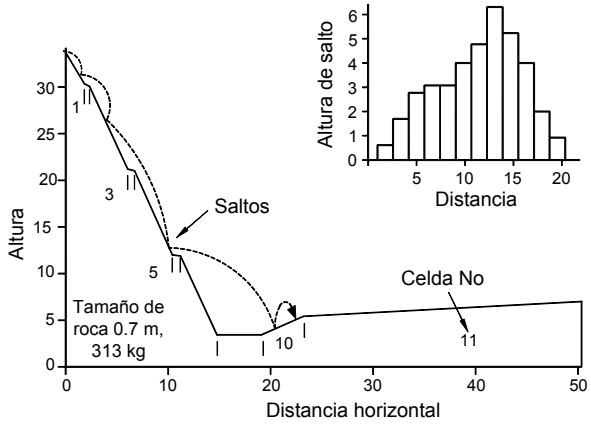


Figura 10.34 Ejemplo del uso del software CRSP para analizar el punto de caída de bloques de roca (Pfeiffer y Bowen, 1989).

Una alternativa es el uso de canastas descolgadas. Un componente importante de este trabajo es la remoción de árboles o vegetación indeseable, especialmente arriba de la corona de los taludes. El crecimiento de raíces en las fracturas puede desestabilizar el macizo de roca y la fuerza del viento sobre los árboles puede actuar como elemento desestabilizador.

Las voladuras excesivamente fuertes pueden generar inestabilidad en los años después de la voladura. Los métodos de voladura controlada, incluyendo el precorte ("pre-splitting") pueden utilizarse para disminuir el deterioro del macizo.

RETENCIÓN O CONTROL DE LOS CAÍDOS

Un método efectivo de minimizar la amenaza de caídos de roca es permitir que ellas ocurran pero controlarlas adecuadamente, utilizando sistemas de control en el pie del talud, tales como trincheras, barreras o mallas.

Un detalle común a todas estas estructuras es el de sus características de absorción de energía, bien sea parando el caído de roca en una determinada distancia o desviándola de la estructura que está siendo protegida.

Es posible utilizando técnicas apropiadas, controlar el riesgo de los caídos de roca de tamaño de hasta 2 o 3 metros de diámetro. La selección y el diseño de un sistema apropiado de control de caídos de roca requieren de un conocimiento muy completo del comportamiento del caído.

Los factores más importantes a tener en cuenta en el diseño de las estructuras de retención son los siguientes:

- Trayectoria de los bloques de roca
- Velocidad
- Energía de impacto
- Volumen total de acumulación

Como se explicó existen programas de computador que simulan el comportamiento de los caídos (Piteau, 1980; Wu, 1984 y Pfeiffer y otros, 1991).

Estos programas requieren de datos de entrada referentes a la topografía, irregularidades de la superficie, características de atenuación de los materiales del talud, tamaño y forma de los bloques, etc.

Bermas

La excavación de bermas intermedias puede aumentar la amenaza de los caídos; comúnmente esta técnica no se recomienda para el control de caídos de roca (Figuras 10.33 a 10.35).

Los caídos tienden a saltar en las bermas y alcanzar distancias horizontales mayores de caída; sin embargo, el diseño de bermas anchas puede ser muy útil para ciertos casos de caída, especialmente de residuos de roca. En rocas sedimentarias con estratificación subhorizontal, las bermas intermedias pueden ser efectivas si se localizan coincidiendo con los cambios de litología.

Un ejemplo es la colocación de las bermas coincidiendo con mantos de carbón en rocas arcillosas, en tal forma que se disminuya la amenaza de deslizamiento sobre estos mantos. Otro caso de utilización de bermas intermedias es en rocas muy meteorizadas en climas tropicales. Las bermas a su vez se utilizan para construir cunetas o zanjas de drenaje de aguas de escorrentía.

Trincheras

Una trinchera o excavación en el pie del talud puede impedir que la roca afecte la calzada de una vía y representa una solución muy efectiva cuando existe espacio adecuado para su construcción. Se requiere diseñar el ancho, profundidad, pendiente y capacidad de almacenamiento de la trinchera. El ancho y profundidad de las trincheras está relacionado con la altura y la pendiente del talud (Ritchie, 1963).

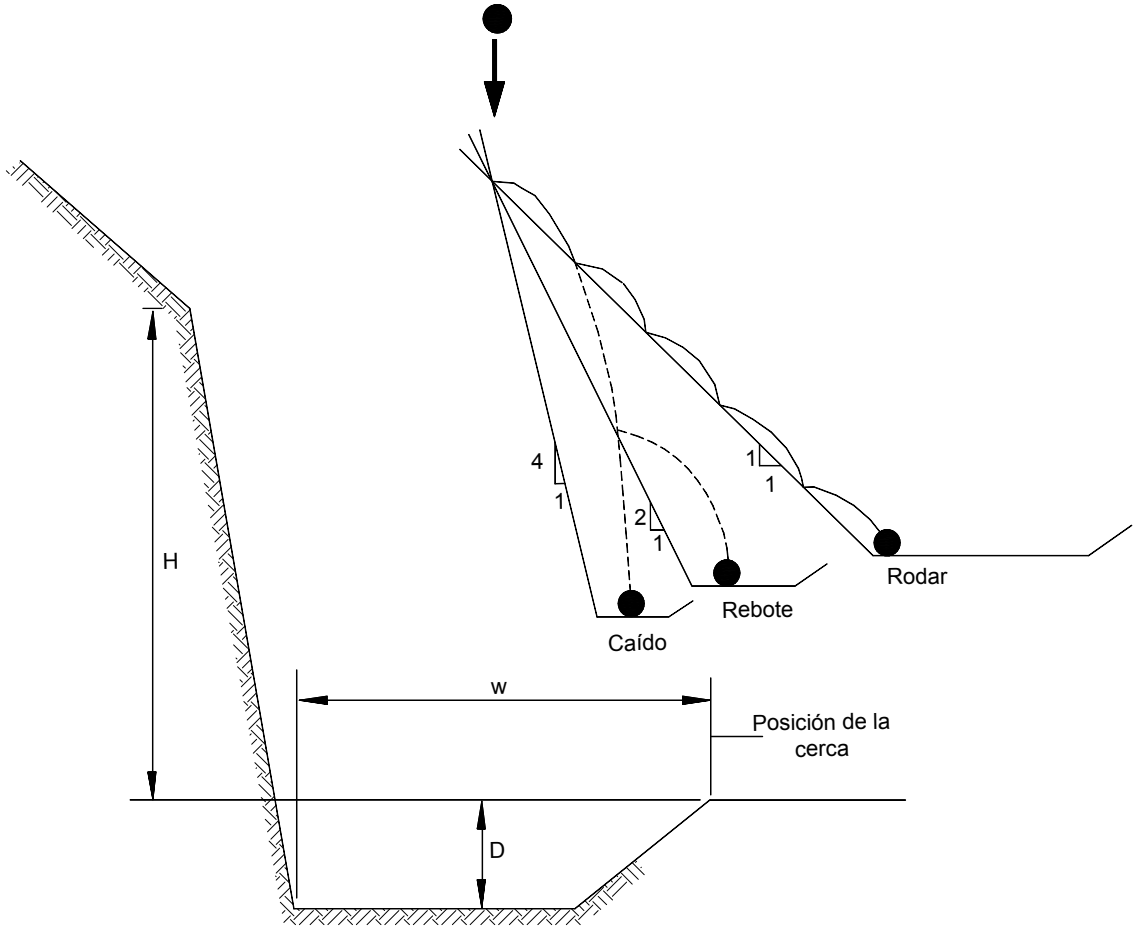


Figura 10.35 Posición de la berma o trinchera de acuerdo a la dinámica del caído.

En los taludes de pendiente superior a 75 grados, los bloques de roca tienden a permanecer muy cerca de la superficie del talud y para pendientes de 55 a 75 grados tienden a saltar y rotar, requiriéndose una mayor dimensión de la trinchera.

Para pendientes de 40 a 55 grados, los bloques tienden a rodar y se requiere de una pared vertical junto a la trinchera para que los bloques no traten de salirse. En la tabla 10.5 se indican recomendaciones típicas de ancho y profundidad de las trincheras de acuerdo a la altura y pendiente del talud (Ritchie, 1963).

La profundidad puede ser de 1.2 m. si se utiliza una cerca de protección. Si el espacio disponible no es suficiente para la trinchera del ancho recomendado, se debe complementar la zanja con una barrera o cerca de protección, o construyendo un muro de contención o redimensionado la zanja como se indica en la figura 10.36. El ancho depende de si se utiliza o no la cerca de malla.

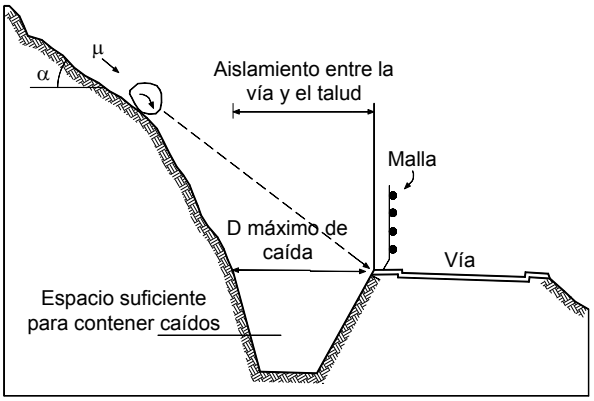


Figura 10.36 Trincheras para control de flujos caídos o avalanchas.

Se recomienda que no aflore roca dura en el fondo de la zanja y si esto ocurre, se debe colocar una capa de roca suelta, arena o grava en el fondo de la zanja para minimizar el rebote de los bloques. Cuando hay discontinuidades en la superficie del talud, se debe analizar a detalle la dinámica de los caídos para un correcto diseño de las trincheras.

Tabla 10.5 Criterios de diseño para trincheras de atrape de bloques de roca (Ritchie, 1963).

Pendiente del talud	Altura del talud m.	Ancho de zanja m.	Profundidad de zanja m.
Casi vertical	5 a 10	3.7	1.0
	10 a 20	4.6	1.2
	>20	6.1	1.2
0.25H 0.3H:1V	5 a 10	3.7	1.0
	10 a 20	4.6	1.2
	20 a 30	6.1	1.8
	>30	7.6	1.8
0.5H:1V	5 a 10	3.7	1.2
	10 a 20	4.6	1.8
	20 a 30	6.1	1.8
	>30	7.6	2.7
0.75H:1V	0 a 10	3.7	1.0
	10 a 20	4.6	1.2
	>20	4.6	1.8
1:1	0 a 10	3.7	1.0
	10 a 20	3.7	1.5
	>20	4.6	1.8

Barreras y Muros

Existe una gran variedad de barreras de protección y sus características y dimensiones dependen de la energía y dinámica de los caídos (10.37 a). Las barreras pueden ser de roca, suelo, tierra armada, muros de concreto, pilotes, gaviones, bloques de concreto o mallas y cables.

La barrera generalmente, produce un espacio o trinchera en el pie del talud que impide el paso del caído. Con programas de Software se puede determinar el punto de caída de los bloques.

Muros "Alcancía"

Los muros alcancía son barreras que utilizan muros de concreto, gaviones, bloques de roca o suelo reforzado. Los muros interceptores se utilizan como una barrera que suspende el proceso de rodado o salto de bloques de roca hasta de dos metros de diámetro e impide que estos alcancen la vía o estructura que se requiere proteger. Estas paredes permiten interceptar bloques de mayor tamaño que las barreras de malla o las trincheras interceptoras.

Se pueden construir utilizando concreto simple, armado o ciclópeo, gaviones o suelo reforzado. Los muros de concreto y parcialmente los de gaviones son muy vulnerables a ser destruidos por el impacto de los bloques.

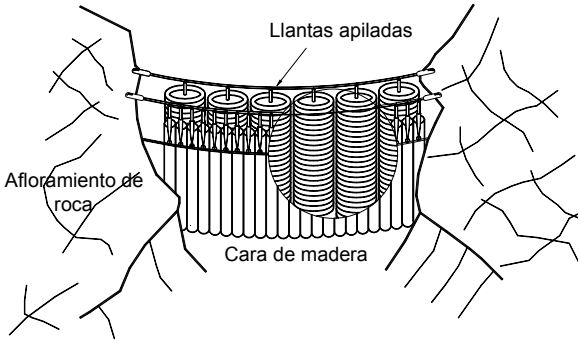


Figura 10.37 Esquema de una barrera atenuadora de caídos de roca utilizando llantas usadas (Colorado Department of Transportation).

En ocasiones se construyen los muros-barrera junto a las trincheras para aumentar su capacidad de intercepción y/o almacenamiento de bloques.

Barreras de Malla y Cables y Atenuadores

Las barreras metálicas deben ser capaces de interceptar los bloques en su trayectoria y absorber su energía cinética. La capacidad para absorber energía depende de la resistencia mecánica de los elementos constitutivos, de sus características esfuerzo-deformación y de la estabilidad general del sistema (Figura 10.40).

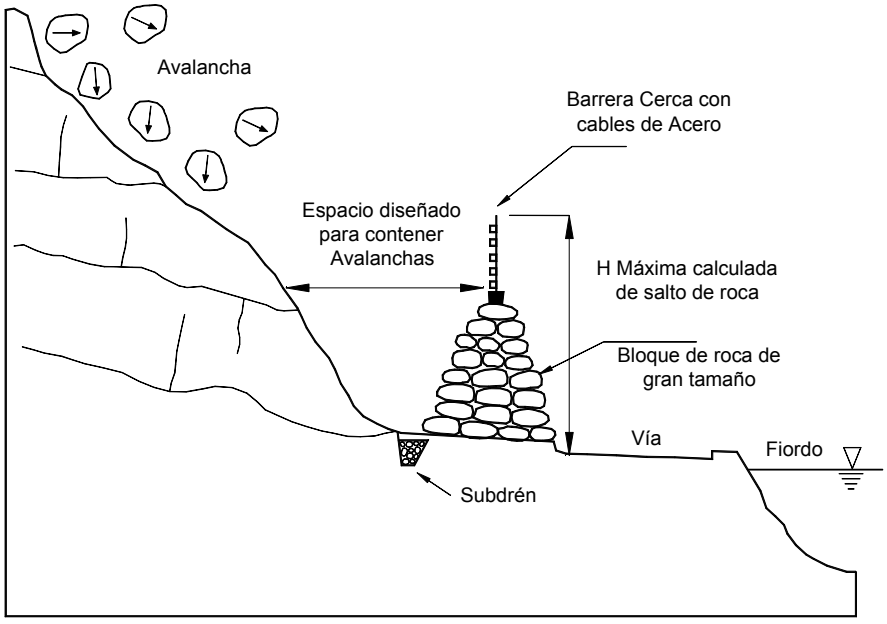
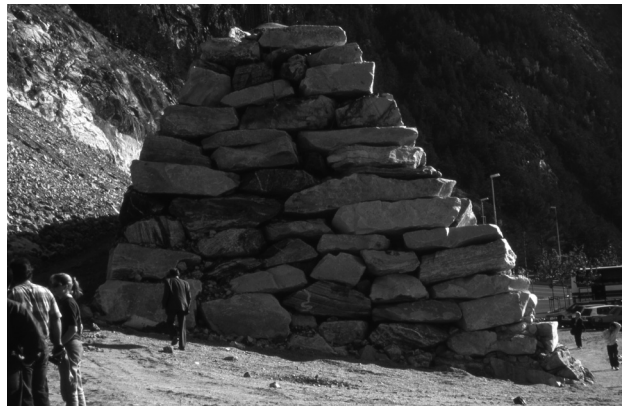


Figura 10.38 Muros "alcancía" en roca para control de avalanchas utilizadas en Noruega.



Fotografía 10.4 Ejemplos de muro alcancía.

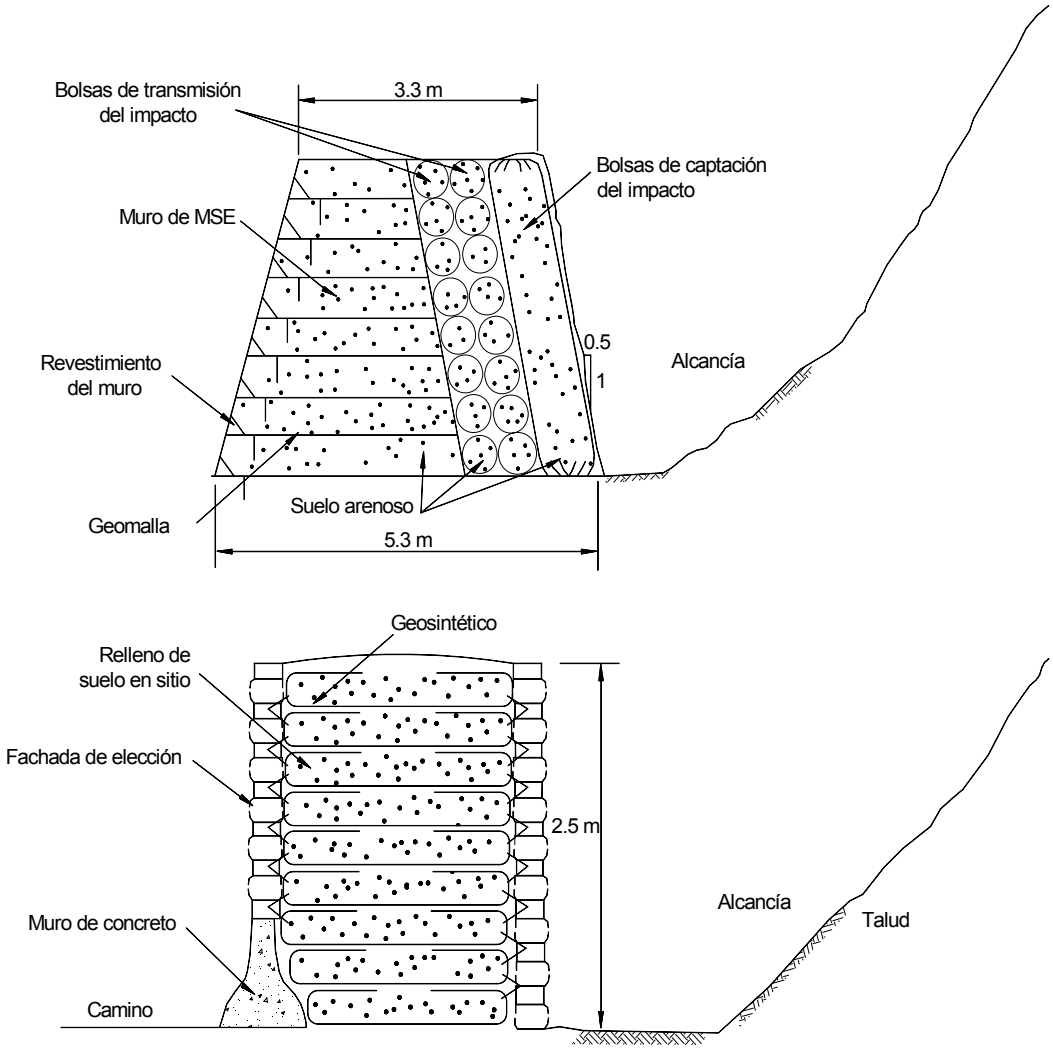


Figura 10.39 Muros alcancía de tierra armada con geotextil para protección contra caídos y avalanchas.

Una barrera típica consiste en un sistema de malla y cables sostenido por vigas o postes empotrados en el suelo. En el mercado hay una gran cantidad de sistemas de barrera con sistemas especiales de amortiguación. Existen dos sistemas de barrera de malla y cables.

El sistema tradicional utiliza postes metálicos relativamente rígidos enterrados en el suelo, a los cuales se amarran cables de acero y se adosan mallas de alambre. El sistema "flexible" utiliza un sistema totalmente flexible suspendido de cables.

Este último permite capturar bloques con menor daño sobre la malla. El principio que se utiliza es el que las barreras flexibles disipan la energía de los bloques en movimiento.

Existen varias formas de colocar las barreras, como se indica en la figura 10.41. Actualmente en el mercado se consiguen geofábricas y mallas especiales para la atenuación del impacto de los bloques de roca, las cuales se clasifican sobre la base de su capacidad para absorber energía.

Las energías de referencia varían comúnmente de 200 kJ a 5000 kJ, considerando la energía absorbida durante el impacto de una masa de roca en movimiento de traslación con una trayectoria normal a la barrera.

Es muy importante en el diseño de una barrera tener en cuenta los siguientes aspectos (Oggeri y Peila, 2000) (Figura 10.42):

- La altura de la barrera debe ser suficiente para interceptar los bloques de acuerdo a las trayectorias determinadas en el análisis de dinámica de los bloques. No se puede permitir el impacto sobre el extremo superior de la barrera.

- Las conexiones entre los cables y los anclajes deben ser capaces de resistir las fuerzas ocasionadas por el impacto.

- La orientación de las barreras debe realizarse de acuerdo a la experiencia de caídos ocurridos en el sitio.

Cubiertas de Protección o Túneles Falsos

Cuando existe la amenaza de caídos de roca en taludes de alta pendiente se puede plantear la construcción de cubiertas de protección, las cuales consisten en estructuras de concreto armado o metálicas con un relleno para amortiguar el impacto de los bloques, y/o inclinadas a una determinada pendiente para permitir el paso de los caídos, flujos y avalanchas sobre ellas (Figura 10.43).

Generalmente, son muy costosas y su uso se limita a sitios donde otras formas de estabilización no son efectivas y cuando los problemas son lo suficientemente graves para justificar la inversión económica.

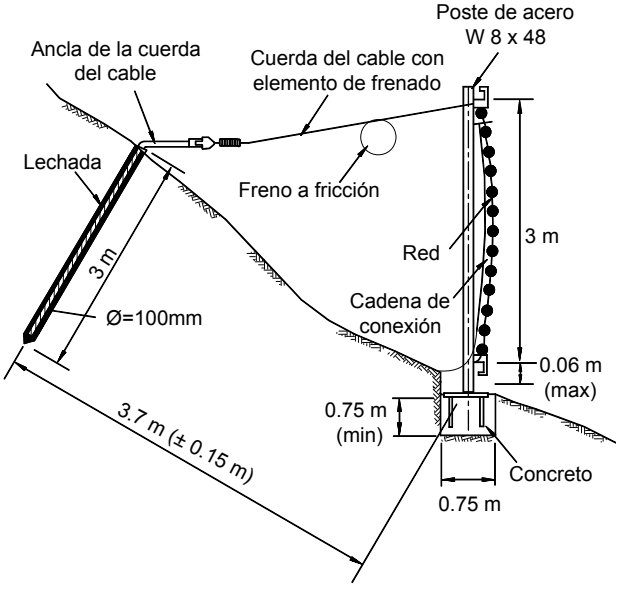


Figura 10.40 Barrera de malla.

Existen varios tipos de túnel como se observa en las fotografías 10.5 y 10.6. Las cubiertas protectoras son comúnmente de concreto armado, diseñadas para resistir el impacto de un bloque de diseño que cae de una determinada altura.

El diseño según Wyllie y Mah (2004), debe considerar las fuerzas de impacto transmitidas sobre la cubierta y la estabilidad de la cimentación especialmente de las columnas exteriores, las cuales generalmente se encuentran en la cresta de taludes de alta pendiente.

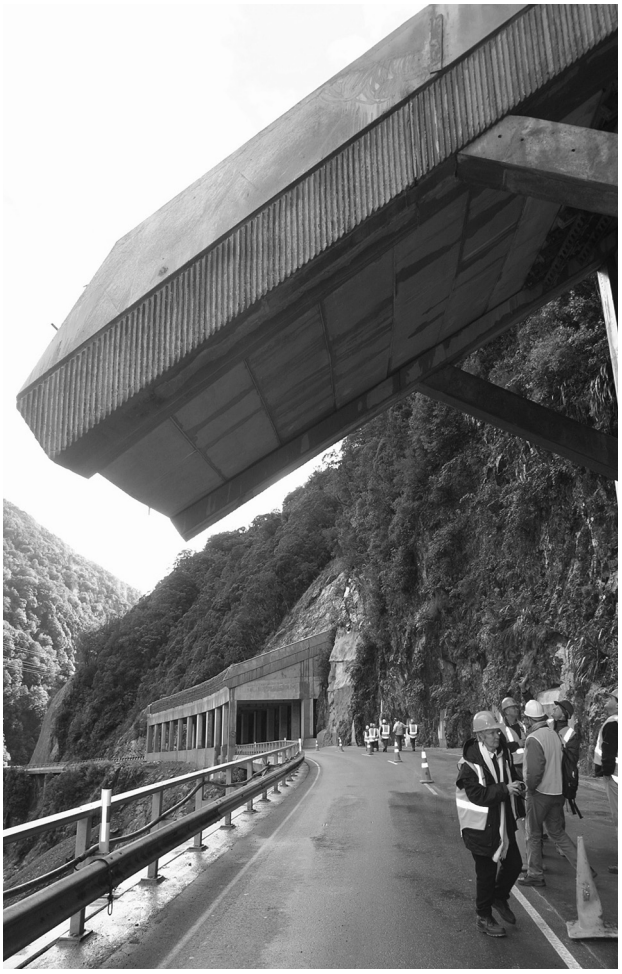
Los métodos de diseño y construcción no son muy conocidos en la literatura geotécnica y se requiere experiencia para decidir el tipo de estructura más conveniente y las cargas de diseño.

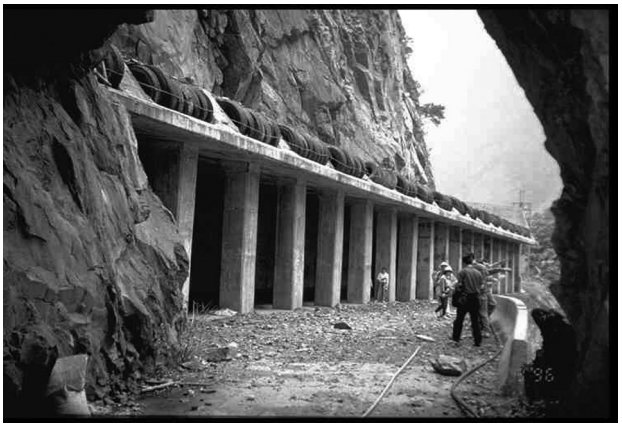
Un túnel falso o cubierta protectora debe ser capaz de resistir la carga transmitida por el bloque de roca de mayor tamaño que pueda pasar sobre él en su vida útil; por lo tanto se requiere un análisis probabilístico que determine el tamaño y la altura máximos para diseño.

La energía transmitida depende de si el bloque impacta en caída libre, a saltos o rodando y para disipar la energía se utiliza una cubierta protectora sobre la estructura. Para el diseño de estas estructuras se requiere calcular las cargas de impacto y el peso de los materiales que eventualmente van a pasar o a impactar sobre la estructura.

Se han realizado gran cantidad de investigaciones utilizando modelos prototipo con bloques y estructuras de tamaño real (Yoshida y otros 1991, Ishikawa 1999). La mayoría de éstas han estado destinadas a analizar la efectividad de los diversos materiales de disipación de la energía de impacto.

Un detalle crítico del diseño de las cubiertas son las características de absorción de la energía de los materiales sobre la cubierta. Según Wyllie y Mah (2004), el material ideal debe realizar dos funciones principales: absorber la energía por compresión y dispersar la energía puntual de impacto, de modo que esta energía se transmita a la estructura sobre un área relativamente grande. Adicionalmente, el material debe permanecer intacto después del impacto, en tal forma que no se requiera reemplazarlo.



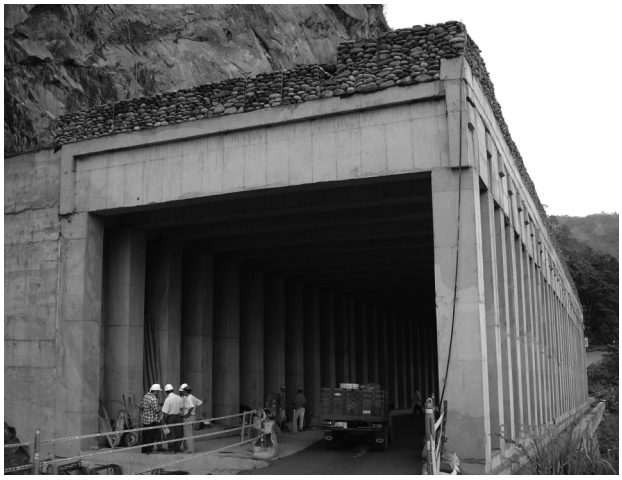


Fotografías 10.5 Tipos de túnel falso.

Construcción de la cimentación

Colocación de vigas

Vigas antes del tensionamiento



Placa, muro en gaviones

Amortiguación de grava con geotextil

Túnel falso terminado

Fotografías 10.6 Proceso constructivo de un túnel falso

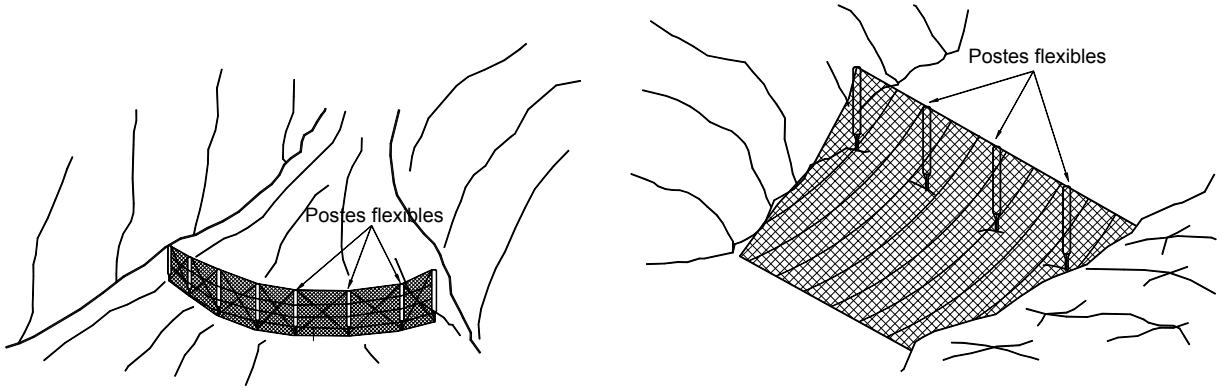


Figura 10.41 Mallas para detener avalanchas de rocas (Barrett y White, 1991).

La efectividad del material se puede expresar como la diferencia entre la fuerza de impacto producida por el caído y la fuerza transmitida que debe ser absorbida por la estructura (Figura 10.44). Se han utilizado diferentes materiales para la protección de la cubierta incluyendo grava, arcilla, arena y especialmente llantas de caucho usadas.

La principal crítica a la utilización de llantas usadas es que son muy compresibles y absorben muy poca energía. También se han utilizado productos sintéticos o espumas plásticas especiales que absorben el impacto ("Styrofoam"), las cuales tienen la gran ventaja de su bajo peso y la desventaja de su costo muy alto. La figura 10.45 muestra las características de amortiguación de algunos de los materiales (Yoshida 2000).

Factores que afectan la fuerza dinámica

La fuerza dinámica de los bloques sobre la protección depende de las siguientes características (Descoeudres y otros, 1997):

- El peso y forma de bloque, su altura de caída y ángulo de impacto.
- Las características del material de la cubierta, tipo de material, espesor y grado de compactación.
- Las características de la estructura, especialmente la rigidez.

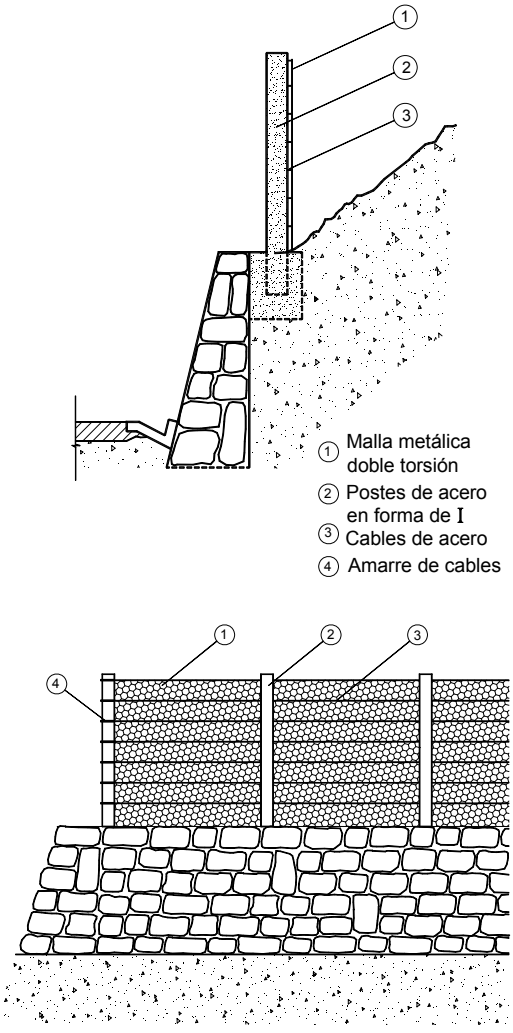


Figura 10.42 Sistema de barrera metálica con cables de acero, para control de caídos de bloques de roca (Gaviones Maccaferri).

Expresiones semiempíricas para el cálculo de las fuerzas dinámicas

La mayoría de las expresiones empíricas tendientes a calcular las fuerzas dinámicas que actúan sobre las cubiertas de contención para impactos de rocas, están basadas en la teoría de Hertz de contactos elásticos.

Ecuaciones de Montani Stoffel, 1998. La ecuación más conocida internacionalmente para el cálculo de fuerzas de impacto sobre túneles falsos, es la desarrollada por la Montani Stoffel.

$$F_{acc} = 1.33 \exp\left(R/1.5e\right) M^{1/3} \left(\tan\phi\right)^{0.2} E^{2/3}$$

Donde:

F_{acc} = Fuerza de aceleración
R = Radio de bloque
e = Espesor de la capa protectora de suelo
M = Módulo elástico de la capa protectora de suelo
ϕ = Ángulo de fricción de la capa protectora de suelo
E = Energía potencial del bloque sobre la capa de suelo

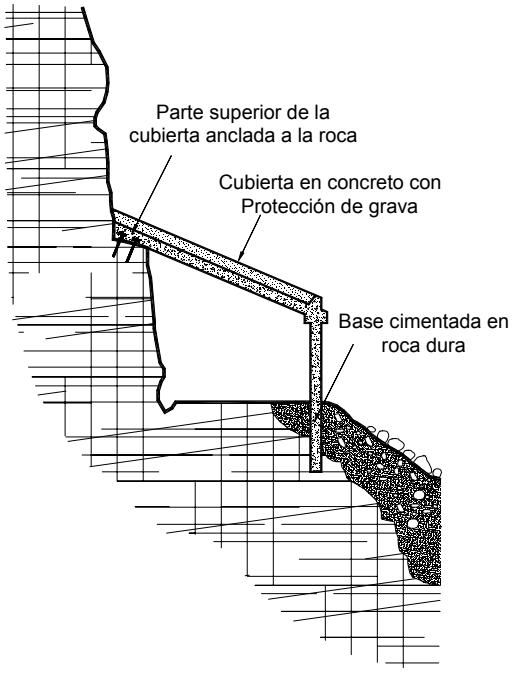


Figura 10.43 Cubierta de protección contra caídos de roca, flujos o avalanchas.

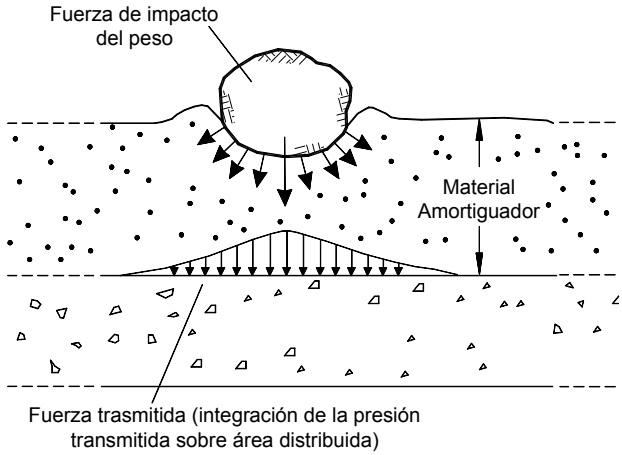


Figura 10.44 Amortiguación de la fuerza de impacto.

La fuerza interna es la siguiente:

$$F_{\text{int}} = 2.6 R^{-0.24} e^{-0.01} \exp\left(R/2.5e\right) M^{0.25} E^{0.75}$$

La penetración máxima d del bloque dentro del suelo es la siguiente:

$$d = 1.5 \exp\left(R/1.5e\right)\left(E/F_{acc}\right)$$

La firma suiza Ernst Basler + Partners Ltd. (1997), recomienda utilizar la siguiente fórmula:

$$F = 2.8 e^{-0.5} R^{0.7} M_E^{0.4} \tan\phi \left(\frac{mv^2}{2}\right)^{0.6}$$

$$d = \left(\frac{mv^2}{F}\right)$$

Esta última expresión da valores de fuerza significativamente menores a los obtenidos con la fórmula de Montani Stoffel.

Métodos de alarma

Aunque los sistemas de alarma no previenen la ocurrencia de los caídos de roca o falla de los taludes, son necesarios cuando otro tipo de medidas son muy costosas, imprácticas o cuando se pueden desarrollar nuevas amenazas.

Los métodos de alarma son muy utilizados en Norteamérica y Europa, especialmente en los sistemas ferroviarios. Los sistemas de alarma más comunes incluyen los siguientes:

- Patrullas humanas. Este sistema permite flexibilizar la alarma de acuerdo a las demandas del tráfico y el clima. El principal problema consiste en el riesgo a que son sometidas las personas encargadas de realizar esta labor.

- Cercas eléctricas. Este sistema se basa en el principio de que la caída de un bloque rompe o tira uno de los cables que activan una señal de alarma para el tráfico que se acerca.

  En los Estados Unidos este sistema consiste en una serie de postes unidos por cables que permiten transmitir la alarma a los ferrocarriles.

Los sistemas eléctricos pueden generar alarmas falsas, las cuales disminuyen la confianza en el sistema.

Mantenimiento

Los sistemas de estabilización y control de movimientos de roca requieren de un programa de mantenimiento, los cuales deben incorporarse en el diseño. Se debe programar la inspección, monitoreo y seguimiento desde la etapa de diseño de los taludes.

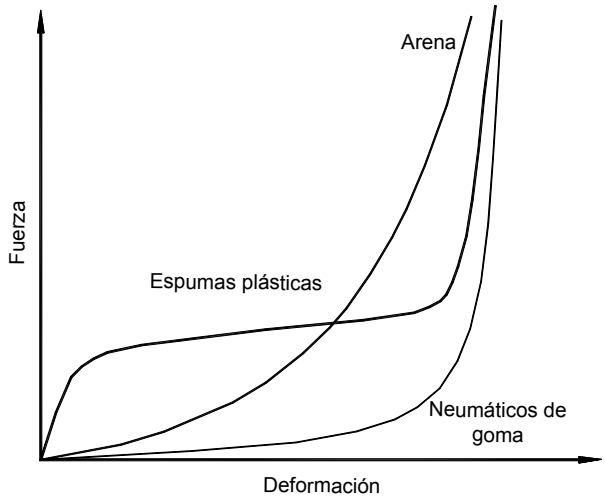


Figura 10.45 Relación entre fuerza y deformación de tres materiales amortiguadores.

La inspección regular es esencial para proteger la inversión. La frecuencia de las inspecciones depende del deterioro del macizo rocoso y de las consecuencias de los caídos. Generalmente, deben hacerse mínimo dos veces por año, especialmente durante las temporadas de lluvias.

El mantenimiento de los taludes en roca debe incluir:

- La limpieza de la superficie de los taludes
- El retiro de material de las trincheras bermas y muros
- La limpieza de los lloraderos y subdrenes (Retiro de la vegetación)
- Retensionamiento de los anclajes
- Reparación de las estructuras averiadas

Instrumentación

En los taludes en roca la instrumentación es una herramienta muy útil para detectar a tiempo las amenazas y de esta forma poder implementar medidas para minimizar el riesgo. La instrumentación se puede realizar de varias formas:

- Pernos de monitoreo. El uso de pernos instrumentados para monitoreo permite analizar bloques específicos y activar dispositivos de alarma.

- Medidores de deformación. Son instrumentos para medir desplazamientos que permiten analizar la cinemática de la estabilidad del macizo o de bloques independientes y del proceso de deterioro.

Para obtener mejores resultados los sensores deben localizarse adecuadamente de acuerdo al modelo del movimiento esperado. Para el diseño de la instrumentación se requiere un conocimiento detallado de la estructura del macizo de roca, y de los procesos de desestabilización.

En el caso de instrumentos de alarma es muy importante escoger los límites de movimiento que activan el sistema para evitar las falsas alarmas, o escoger métodos combinados que eviten las equivocaciones.

REFERENCIAS CAPÍTULO 10

American Concrete Institute (ACI) (1995). "Specifications of Materials, Proportioning and Application of Shotcrete". ACI Report 506.2-95, Revised 1995.

Azzoni A., La Barbera G., Zaninetti A. (1995). "Analysis and prediction of rockfalls using a mathematical model". Int. J. Rock Mech. Min. Sci & Geomech Abstr., 32, 7, 709-724.

Barret, r.K., White, J.L. (1991). "Rock fall prediction and control". Proc. National Symp. on Highway and Railway Slope Maintenance, Assoc. of Eng. Geol., Chicago, pp 23-40.

Barton, N.R. (1974). "A review of the shear strength of filled discontinuities in rock". N.G.I. Publication No.105, Oslo.

Barton N. R., Choubey, V. (1977). "The shear strength of rock joints in theory and practice". Rock mechanics. 10, 1, 1-54

Bozzolo D., Pamini R., Hutter K. (1988). "Rockfall analysis – a mathematical model in its test with field data". Proc. 5th Int. Symp. On Landslides, Lusaane, 1, July 1998, 555-560.

Caine, N., (1982). "Toppling failures from Alpine cliffs on Ben Lomond, Tasmania. Earth Surface Processes and Landforms", 2: pp. 133-152.

Descoeudres F., Montani S., Labiouse V. (1997) "Dynamic action of rock blocks impacting rock sheds covered with damping material". Rock Mechanics Laboratory. Lausanne.

Dubie, J.Y., Guitton, C., (1988). "Radio-transmission of monitoring of a landslide inaccessible during winter: Grand-maison reservoir, Billan landslide". Proc. Fifth Int. Symp. Landslides, Lausanne.

Eberhardt E., (2007). "Structurally Controled Failure and Kinematic Admissibility". Geotechnical Engineering Practice and Design. Eosc 433.

Ernst Basler + Partners Ltd (1997). "Design Forces of Rockfall Galleries". Reference Project Natural hazards and Safety of Society. Swiss Federal Institut of Technology, Lausanne. Swiss National Railway (SBB) and Swiss Federal Office for Road Construction.

Follacci, J.P., (1987). "Les mouvements du versant de la Clapi~refiSaint-Etienne-de-Tinge(Alpesmaritimes)" . Bull. Liason Lab. P. et Ch., 150/151: pp. 39-54.

Goodman, R.E., Bray, J. (1976). "Toppling of rock slopes". ASCE, Proc. Specialty Conf. on Rock Eng. for Foundations and Slopes, Boulder, CO, 2, 201-34.

Giraud A., Rochet L., Antoine P. (1990). "Processes of slope failure in crystallophyllian formations" Engineering Geology, 29 pp. 241-253.

Hoek E., Bray J.W. (1981). "Rock slope engineering". The Institution of Mining and Metalurgy, London, 358pp.

Hoek E. (1986). "Rockfall: a computer program for predicting rockfall trajectories". Unpublished internal notes, Golder Associates, Vancouver.

Holmes, G., Jarvis, J.J., (1985). "Large-scale toppling within a sackung type deformation at Ben Arrow, Scotland". Q. J. Eng. Geol., 18: pp. 287 289.

Hungr O., Evans S.G. (1989). "Engineering aspects of rockfall hazard in Canada". Geological Survey of Canada, Open File 2061, 102 pp.

Hutchinson, J.N., (1988). "Morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology". Proc. Fifth Int. Symp. Landslides, Lausanne.

Ishikawa N. (1999). "Recent progress on rock shed studies in Japan". Proc. Joint Japan-Swiss Sci. Seminar on Impact Loading by Rock Falls and Design of Protection Measures, Japan Soc. Civil Engng, Kanazawa, Japan. pp 1-6.

Jones, C.L., Higgins J.D., Andrew R.D. (2000). "Colorado rockfall simulation program version 4.0 (for windows)". Colorado Department of Transportation. Colorado School of Mines. Colorado Geological Survey.

Khazai B., Sitar N.(2003). "Evaluation of factors controlling earthquake-induced landslides caused by Chi-Chi earthquake and comparison with the Northridge and Loma Prieta events" Engineering Geology 71 pp. 79–95.

Markland, J. T. (1972). "A useful technique for estimating the stability of rock slopes when the rigid wedge type of failure is expected". Imperial College Rock Mechanics Research Report. No. 19, 10 pp.

Matherson G.D. (1983). "Rock Stability assessment in preliminary site investigations – graphical methods". Department of the environment, Deparment of Transport TRL Report LR 1039. TRL, Crowthorne, Berks.

Montani Stoffel, S., (1998). "Sollicitation dynamique de la couverture des galeries de protection lors de chutes de blocks", Ph. D. Thesis, Ecole Polytechnique Fédèrale de Lausanne".

Oggeri C.,Peila D., (2000). "Protections of transportation systems against Rockfalls". 8th International Symposium on Landslides Cardiff. pp. 1141-1146.

Pfeiffer T.J. (1989). "Rockfall Hazard Analysis Using Computer Simulation of Rockfalls", Thesis. Colorado School of Mines, 103p.

Pfeiffer, T.J., Bowen, T.D. (1989). "Computer simulation of rock falls". Bull. Assoc. Eng. Geol. XXVI (1), 135-46.

Pfeiffer T. J., Higgins J. D., Andrew R. D. (1991). "Colorado Rockfall Simulation Program; Users Manual for Version 2.1."- Colorado School of Mines, Golden, Co.

Pietau and Associates Limited, (1980). "Slope stability analysis for rock fall problems: the computer rock fall for simulating rock fall distributions". Part D., in Rock Slope Engineeering. Federal Highway Administration Reference Manual FHWA-TS-79-208. Department of Transportation, Washington, D.C. 62-68 pp.

Priest S.D. (1985). "Hemispherical Projection Methods in Rock Mechanics". George Allen & Unwin, London, 124pp.

PTI - Post Tensioning Institute (1996). "Recommendations for prestressed rock and soil anchors". Second edition. Phoenix, Arizona.

Ritchie, A.M. (1963). "Evaluation of rock fall and its control". Highway Research Record 17, Highway Reserarch Board, NRC, Washington, DC, pp. 13-28.

Spang R.M., Rautenstrauch R.W. (1988). "Empirical and mathematical approaches to rockfall prediction and their practical applications". Proc. 5th Int. Symp. on Landslides. Lusanne, 2, 1237-1243.

Simons N., Menzies B y Matthews M. (2001). "A short course in soil and rock slope engineering". Thomas Telford, London, 432pp.

Voight, B., (1979). "Rockslides and Avalanches". Elsevier, Amsterdam.

Wu, S.S. (1984). "Rockfall evaluation by computer simulation: Transportation Research Record". Transportation Research Board, Washington, D.C. Number 1031, 1-5 pp.

Wyllie D.C., Mah C.W. (2004). "Rock Slope Engineering". Spon Press. London. pp 318-319.

Yoshida H. (2000) "Personal communication". Reference: Rock Slope engineering. D. C. Wyllie and C. W. Mah. Spon Press. Pp. 431.

Yoshida H., Ushiro T., Masuya H, Fujii T. (1991). "An evaluation of impulsive design load of rock sheds taking into account slope properties". J. Struct. Eng., 37A (March), 1603-16.

Capítulo 11

Edificaciones Sobre Taludes

Fotografía 11.1 Las edificaciones sobre taludes.

En este capítulo se presenta una descripción del comportamiento de las cimentaciones sobre y/o cerca a taludes y de algunos de los problemas que se deben analizar para la toma de decisiones en las construcciones sobre taludes. Entre los problemas identificados se encuentran los de estabilidad de taludes y el efecto de las cargas de cimientos subsuperficiales y de cimientos profundos sobre la estabilidad de un talud; los efectos de los esfuerzos de tensión que se generan en el suelo cerca de la corona de los taludes y la posibilidad de agrietamientos de la estructura; la capacidad de soporte de edificaciones sobre taludes y la variación del módulo de reacción del suelo al acercarse la cimentación a la superficie del talud.

EFECTOS DEL TALUD SOBRE LAS FUNDACIONES

La ingeniería de fundaciones se había concentrado principalmente en el análisis y diseño de cimentaciones para edificaciones en áreas planas y es relativamente reciente la investigación sobre el comportamiento y diseño de cimentaciones cerca o sobre taludes.

La diferencia fundamental de un cimiento en terreno plano y uno sobre un talud o ladera es la falta de confinamiento lateral para el suelo de fundación en el caso de un talud (Figura 11.1).

Esta falta de confinamiento puede generar, entre otros, los siguientes problemas:

- Presencia de esfuerzos de tensión en el suelo de cimentación y posibilidad de agrietamiento del suelo, la cimentación, la mampostería y la estructura.
- Disminución de la capacidad de soporte del suelo de cimentación debido a la presencia del talud.
- Efecto negativo de los esfuerzos sísmicos sobre la estabilidad de las cimentaciones, especialmente, su efecto sobre la capacidad de soporte.
- Variación de los módulos de reacción del suelo a medida que la cimentación se acerca al talud, lo cual puede inducir asentamientos diferenciales.
- Falla general de los taludes al cortante, incluyendo la cimentación.

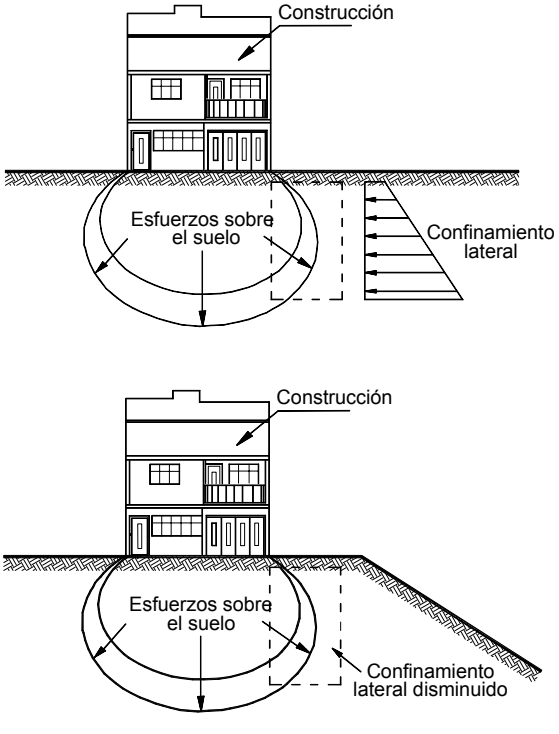


Figura 11.1 Falta de confinamiento lateral en un talud en comparación con una construcción en terreno semi-plano.

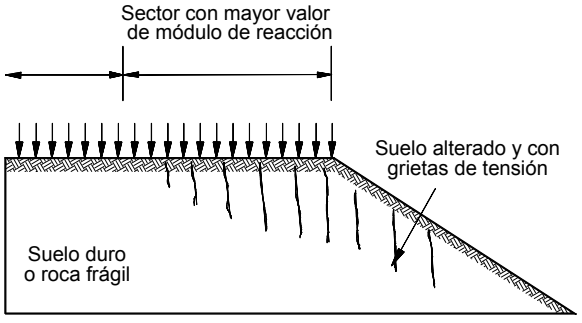


Figura 11.2 Agrietamientos cerca al talud en suelos frágiles.

Los Esfuerzos de Tensión en el Suelo Cerca a los Taludes

La falta de confinamiento lateral puede inducir esfuerzos de tensión en el suelo de la corona del talud. Existen teorías comprobadas en modelos de laboratorio y en el campo, que permiten determinar la localización y características de estas grietas de tensión.

Las grietas de tensión se forman en la corona de taludes en suelos cohesivos, debido a la baja resistencia del suelo a los esfuerzos de tensión (Abramson y otros, 2002) (Figuras 11.2 a 11.4).

La mayoría de los suelos posee resistencia baja a la tensión. El efecto de agrietamiento es mayor en suelos frágiles o quebradizos, y es muy común en macizos de roca.

La profundidad de las grietas de tensión puede obtenerse teóricamente por medio de la ecuación:

$$Z_c = \frac{2c}{\gamma}\tan^2\left(45 + \frac{1}{2}\phi\right)$$

Donde:

Zc = Profundidad de la grieta de tensión
c = Cohesión
ϕ = Angulo de fricción
γ = Peso unitario del suelo

Estas grietas se forman a corto plazo después de la realización de cortes en los taludes y su profundidad trata de aumentar con el tiempo. Igualmente en materiales estructurados como suelos residuales o rocas blandas, la debilidad de las fracturas permite la formación de grietas de tensión.

Comúnmente, se traducen en grietas en el piso de las construcciones y ocasionalmente en fisuras o grietas en las vigas de amarre de la cimentación y en los elementos de mampostería.

En los códigos de construcciones generalmente no se exigen requerimientos especiales para contrarrestar los problemas de agrietamiento relacionados con la presencia del talud.

En el período de diseño estas grietas de tensión generalmente no son tenidas en cuenta como parámetro, pero una vez aparecen las grietas o fisuras en las construcciones existen pocas formas de resolver el problema eficientemente.

La presencia de estas grietas, es muy común en Colombia, especialmente en las viviendas de baja altura, y constituyen un problema importante de postventa en los programas de vivienda. Las grietas de tensión pueden terminar en un problema de estabilidad general del talud y en ocasiones en el colapso o falla de elementos estructurales.

Los movimientos del talud también generan cargas laterales a tensión sobre las estructuras enterradas. Es muy común la rotura de los ductos de alcantarillado cerca a los taludes. Este problema es particularmente grave porque las fugas de agua pueden activar deslizamientos.

Igualmente, las cimentaciones profundas también pueden estar sujetas a cargas laterales por acción de la falta de confinamiento lateral en los taludes.

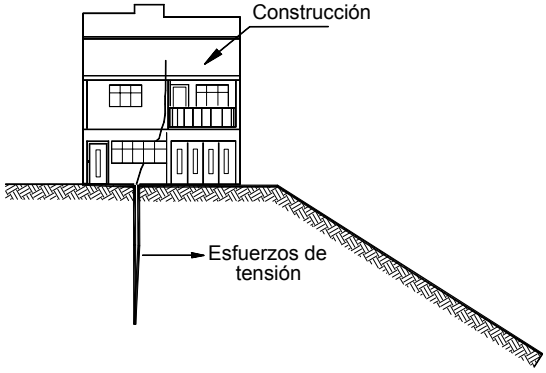


Figura 11.3 Ocurrencia de agrietamientos relacionados con los esfuerzos de tensión cerca a la corona de un talud.

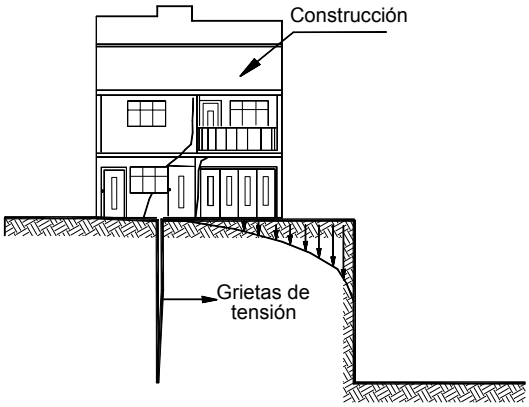


Figura 11.4 Agrietamientos en la corona de excavaciones.

Para evitar que estos esfuerzos generen problemas de agrietamiento o estabilidad de la cimentación, deben tenerse en cuenta en el análisis estructural, tanto de la cimentación como de la estructura y en el diseño de ductos enterrados y pavimentos.

Estas cargas pueden manejarse diseñando anclajes o estructuras de contención para soportarlas, colocando refuerzos en el suelo y/o en la cimentación y profundizando los niveles de cimentación. En ocasiones se han construido alrededor de los pilotes o pilas, anillos de material blando comprensible para evitar que se induzcan esfuerzos sobre los cimientos profundos (Abramson y otros, 2002).

Agrietamientos Producidos por Sismos

El agrietamiento cosísmico es otro problema que afecta la estabilidad de las construcciones sobre taludes. El agrietamiento es muy común en suelos rígidos de alta resistencia, los cuales tienen un comportamiento físil o quebradizo. La formación de grietas es muy común en escarpes de erosión marina o en la corona de escarpes de deslizamientos anteriores.

Otro fenómeno es la resonancia que se puede presentar entre las frecuencias de vibración natural de los taludes verticales y la frecuencia de las ondas sísmicas. La resonancia produce agrietamiento fuerte del talud afectando en igual forma a las cimentaciones que se encuentren sobre éste. Tal es el caso de los taludes o escarpes semiverticales en la ciudad de Bucaramanga en Colombia (Figura 11.5).

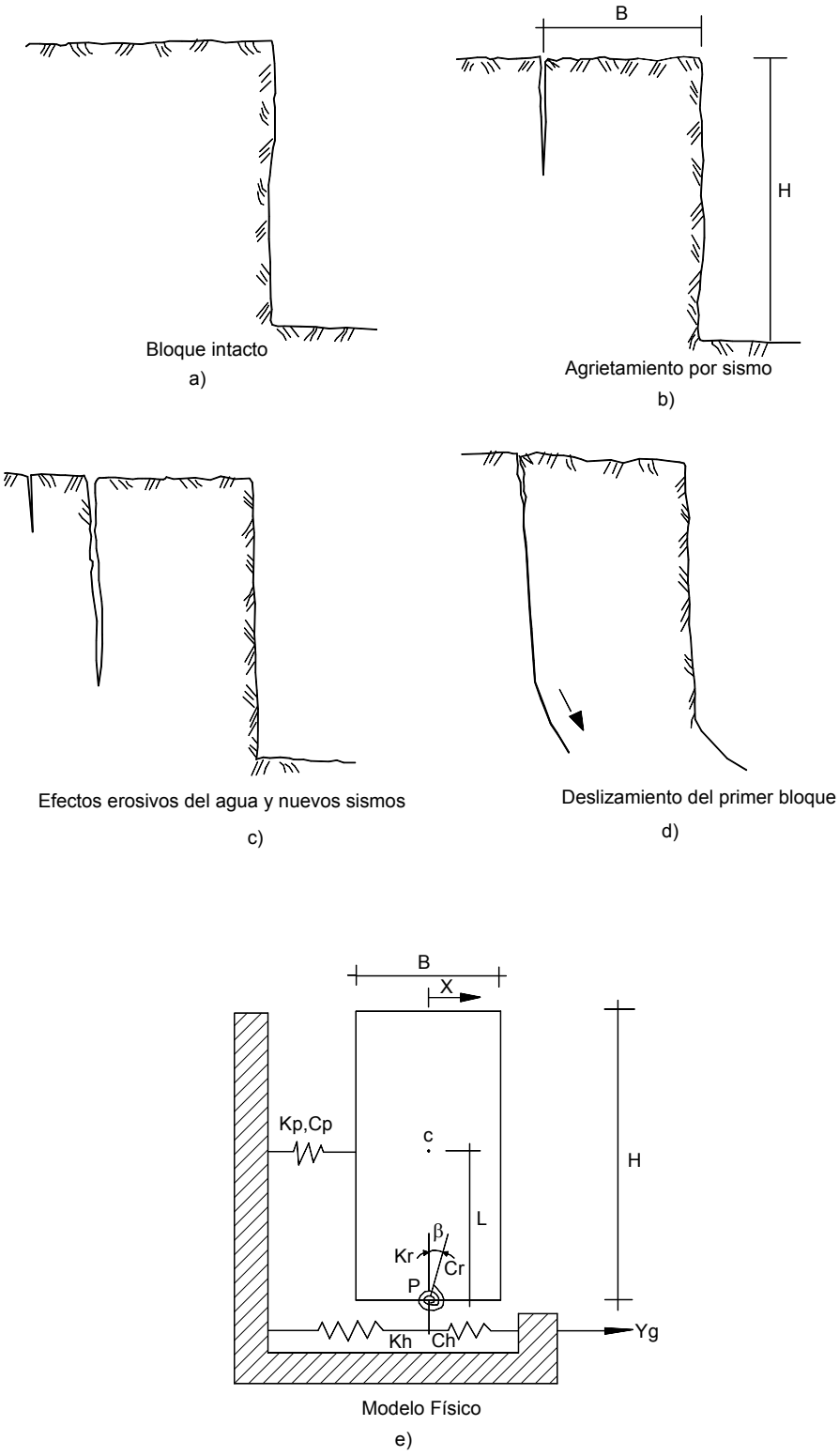


Figura 11.5 Mecanismo de fracturación y modelo dinámico para el análisis de resonancia de taludes verticales en Bucaramanga - Colombia.

EFECTOS DE LA CIMENTACIÓN SOBRE LA ESTABILIDAD DEL TALUD

La estabilidad de un talud puede afectarse por la excavación para la construcción de los cimientos y por las cargas impuestas por éstos. Como una regla general, la estabilidad del talud debe chequearse para el efecto de la cimentación si el ángulo del talud es mayor a ½ ϕ' (Abramson y otros, 2002).

En este caso la cimentación puede considerarse como una carga o sobrecarga lineal que se debe incluir en el análisis de la estabilidad del talud (Figura 11.6).

La estabilidad de un talud también puede afectarse por la excavación para la construcción de la cimentación o por la demolición de cimientos y estos dos efectos también deben considerarse en el análisis de estabilidad (Figura 11.7).

Para minimizar el efecto de las excavaciones, se recomienda realizarlas en tramos cortos, y construir las estructuras de contención o cimientos en forma rápida. Como alternativa se puede utilizar entibados.

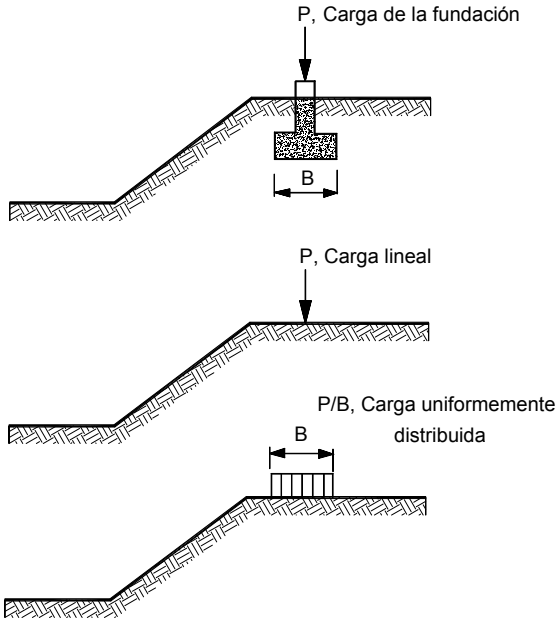


Figura 11.6 Cargas de fundaciones sobre la cresta de un talud (Abramson y otros, 2002).

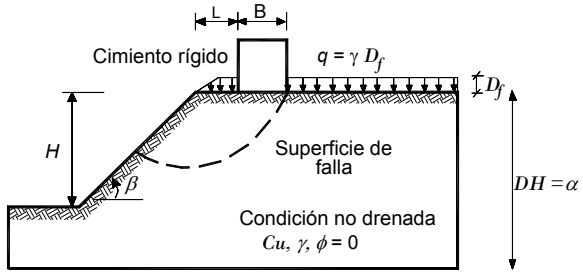


Figura 11.7 Nomenclatura para tener en cuenta en la evaluación de cimentaciones sobre taludes.

Las cargas laterales debidas a las cimentaciones profundas afectan la estabilidad de los taludes, aunque si el factor de seguridad es alto, generalmente no se tienen en cuenta en el análisis (Schmidt, 1977).

Incluso las cargas laterales de pilotes pueden afectar la estabilidad del talud, como es el caso de cimentaciones para torres de transmisión de energía eléctrica (Ng y otros, 2001), (Figura 11.8). En la literatura se encuentran varios ejemplos de fallas de taludes por cargas laterales de cimientos (Uto y otros, 1985).

CAPACIDAD DE SOPORTE DE FUNDACIONES SOBRE TALUDES

La capacidad de soporte del suelo cerca o sobre taludes es inferior a la capacidad de soporte del mismo suelo en topografía semi-plana. Generalmente, la práctica de la ingeniería de fundaciones no diferencia la capacidad de soporte en terreno plano y sobre taludes; y es común que se utilice en taludes las mismas expresiones para calcular capacidad de soporte utilizadas en terreno plano.

Esta interpretación equivocada de las teorías de la capacidad de soporte ha traído en ocasiones problemas de estabilidad, especialmente de cimientos o zapatas aisladas apoyadas cerca de la corona o sobre taludes.

Método de Meyerhof

El primer método para calcular la capacidad de soporte de fundaciones sobre taludes fue propuesto por Meyerhof en 1957.

La capacidad de soporte sobre taludes se puede calcular mediante la expresión (Meyerhof, 1957):

$$q = cN_{cq} + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma q}$$

Donde:

N_{cq} y $N_{\gamma q}$ son los factores de capacidad de soporte, los cuales se pueden obtener de acuerdo a la figura 11.9.

Método de Bowles

Bowles (1996) propuso un método para calcular la capacidad de soporte de fundaciones sobre taludes. En la figura 11.10 se esquematizan los dos casos de cimientos sobre o adyacente a taludes analizados por Bowles (1996).

La capacidad de soporte puede calcularse utilizando la ecuación de Hansen, modificada por Bowles:

$$q_{ult} = cN'_c\, s_c i_c + \bar{q}N'_q\, s_q i_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma\, s_\gamma i_\gamma$$

Los factores N'_c y N'_q se obtienen de la tabla 11.1 Los valores de s_c y s_q se suponen iguales a 1.0

El factor s_γ se calcula de la siguiente forma:

s_γ = 1.0 para cargas lineales

s_γ = 0.6 para cimientos circulares

s_γ = 0.8 para cimientos cuadrados

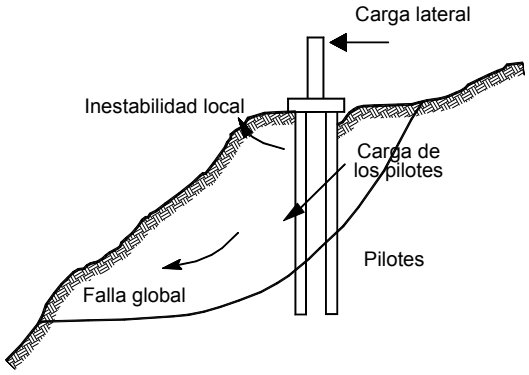


Figura 11.8 Inestabilidad del talud accionada por las cargas laterales de una cimentación sobre pilotes (Ng y otros, 2001).

El factor N'_γ se obtiene reduciendo el valor de N_γ de la ecuación de Hansen (Tabla 11.2) en la forma siguiente:

$$N'_\gamma = N_\gamma / 2 + N_\gamma R / 2$$

$$R = K_{\min} / K_{\max}$$

Donde:

K_{min} y K_{max} son los coeficientes de presión pasiva hacia afuera y hacia adentro del talud. Una simplificación conservativa consiste en utilizar $N'_\gamma/2$.

Si b/B ≥ 2 no se requiere reducir el valor de N_γ

Los factores i_c, i_q, i_γ para el método de Bowles se obtienen del procedimiento de Hansen (Figura 11.11).

Los valores aproximados de i_c, i_q, i_γ también pueden calcularse utilizando el procedimiento simplificado de Meyerhof:

$$i_c = i_q = \left(1 + \frac{\theta^o}{90^o}\right)^2 \qquad i_y = \left(1 + \frac{\theta^o}{\phi^o}\right)^2 \qquad \phi > 0$$

$$i_y = 0 \; para \; \theta > 0 \qquad \phi = 0$$

Método del código francés

Este método consiste en calcular la capacidad de soporte suponiendo un terreno plano y afectarla por un factor de reducción, de acuerdo a la pendiente del talud y la localización y tamaño del cimiento (Garnier y otros, 2000)

La expresión analítica para el coeficiente de reducción i_β para la capacidad de soporte de cimientos rectangulares o continuos cerca a taludes es la siguiente:

$$i_\beta = 1 - C_f(0.9\tan\beta).(2 - tg\beta).\left[1 - \frac{d}{6BC_f}\right]^2$$

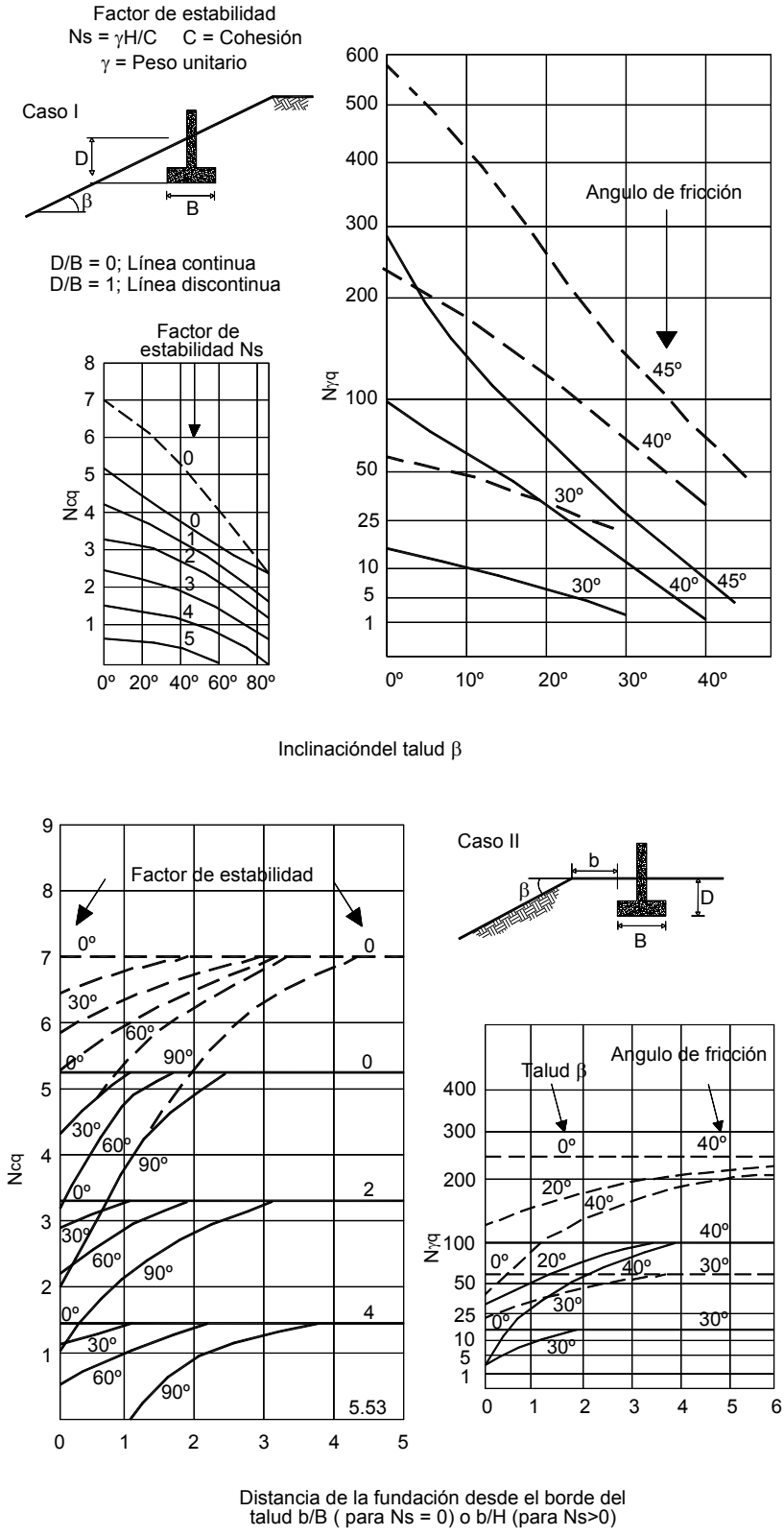


Figura 11.9 Cálculo de factores para la capacidad de soporte sobre taludes (Meyerhof, 1957).

Tabla 11.1 Factores de calidad de soporte N'_c, N'_q, para cimientos sobre o cerca a un talud de acuerdo al método de Bowles (1996).

		D/B=0			b/B=0		D/B= 0.75			b/B=0		D/B=1.50			b/B=0	
β ↓		ϕ =0	10	20	30	40	0	10	20	30	40	0	10	20	30	40
0°	N'_c =	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.25	14.83	30.14	75.31
	N'_q =	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20
10°		4.89	7.80	13.37	26.80	64.42	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
		1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.92	1.95	4.43	11.16	33.94	1.03	2.47	5.85	14.13	40.81
20°		4.63	7.28	12.39	23.78	55.01	5.14	8.35	14.83	30.14	66.81	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
		1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.94	1.90	4.11	9.84	28.21	1.03	2.47	5.65	12.93	35.14
25°		4.51	7.02	11.82	22.38	50.80	5.14	8.35	14.83	28.76	62.18	5.14	8.35	14.83	30.14	73.57
		1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.92	1.82	3.85	9.00	25.09	1.03	2.47	5.39	12.04	31.80
30°		4.38	6.77	11.28	21.05	46.88	5.14	8.35	14.83	27.14	57.76	5.14	8.35	14.83	30.14	68.64
		1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.88	1.71	3.54	8.08	21.91	1.03	2.47	5.04	10.99	28.33
60°		3.62	5.33	8.33	14.34	28.56	4.70	6.83	10.55	17.85	34.84	5.14	8.34	12.76	21.37	41.12
		1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.37	0.63	1.17	2.36	5.52	0.62	1.04	1.83	3.52	7.80

	D/B=0			b/B=0.75		D/B=0.75			b/B=0.75		D/B=1.50			b/B=0.75	
β↓	**0**	**10**	**20**	**30**	**40**	**0**	**10**	**20**	**30**	**40**	**0**	**10**	**20**	**30**	**40**
10°	5.14	8.33	14.34	28.02	66.60	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.34	5.34	13.47	40.83	1.03	2.47	6.40	15.79	45.45
20°	5.14	8.31	13.90	26.19	59.31	5.14	8.35	14.83	30.14	71.11	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.04	14.39	40.88	1.03	2.47	6.40	16.31	43.96
25°	5.14	8.29	13.69	25.36	56.11	5.14	8.35	14.83	30.14	67.49	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.27	14.56	40.06	1.03	2.47	6.401	16.20	42.35
30°	5.14	8.27	13.49	24.57	53.16	5.14	8.35	14.83	30.14	64.04	5.14	8.35	14.83	30.14	74.92
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	14.52	38.72	1.03	2.47	6.40	15.85	40.23
60°	5.14	7.94	12.17	20.43	39.44	5.14	8.35	14.38	23.94	45.72	5.14	8.35	14.83	27.46	52.00
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	5.14	10.05	52.26	1,03	2.47	4.97	9.41	20.33
	D/B=0			**b/B=1.50**		**D/B=0.75**			**b/B=1.50**		**D/B=1.50**			**b/B=1.50**	
10°	5.14	8.35	14.83	29.24	68.78	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.01	15.39	47.09	1.03	2.47	6.40	17.26	49.77
20°	5.14	8.35	14.83	28.59	63.60	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	53.21	1.03	2.47	6.40	18.40	52.58
25°	5.14	8.35	14.83	28.33	61.41	5.14	8.35	14.83	30.14	72.80	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	55.20	1.03	2.47	6.40	18.40	52.97
30°	5.14	8.35	14.83	28.09	59.44	5.14	8.35	14.83	30.14	70.32	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	56.41	1.03	2.47	6.40	18.40	52.63
60°	5.14	8.35	14.83	26.52	50.32	5.14	8.35	14.83	30.03	56.60	5.14	8.35	14.83	30.14	62.88
	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	46.18	1.03	2.47	6.40	16.72	36.17

Donde:

C_f = 1-0.4B/L (factor de forma del cimiento)

β = ángulo de talud

d = distancia entre el cimiento y la cresta del talud

i_β = coeficiente de reducción de la capacidad de soporte calculada en terreno plano. (Figura 11.12).

Cuando los suelos son puramente cohesivos, el factor de reducción de capacidad de soporte es menor. La utilización del coeficiente de reducción es muy utilizada, pero no ha sido muy bien validada (Garnier y otros, 2000).

En los últimos años se ha realizado una cantidad de estudios sobre el tema, especialmente para el diseño de estribos de puentes y es posible que en los años venideros se obtengan coeficientes de reducción o metodologías más precisas para la determinación de la capacidad de soporte de cimentaciones sobre taludes.

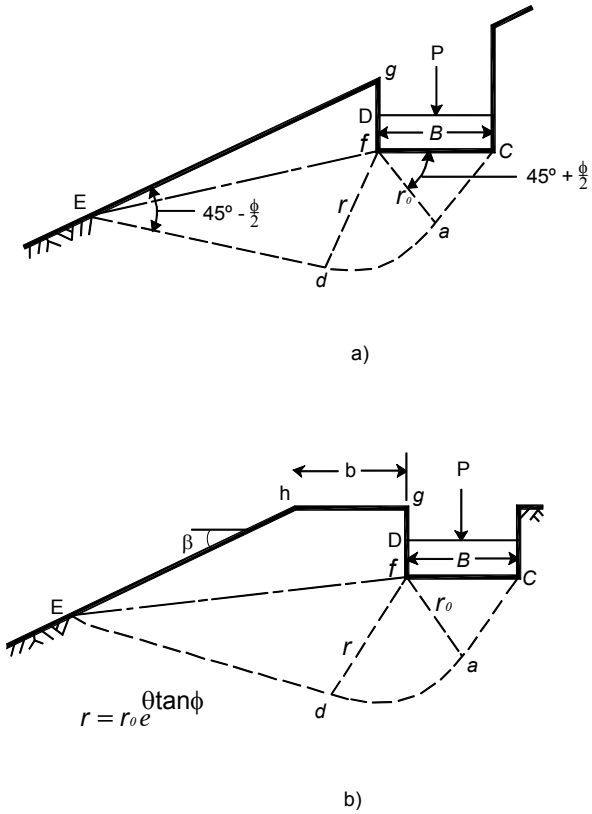


Figura 11.10 Diagramas de cimientos sobre y cerca a taludes para el cálculo de calidad de soporte utilizando el método de Bowles.

Tabla 11.2 Valores de N_γ para utilizar en la ecuación de Hansen para el cálculo de calidad de soporte (Estos valores deben reducirse para involucrarlos en la ecuación de Bowles).

ϕ (Ángulo de Fricción)	Nγ
0	0.0
5	0.1
10	0.4
15	1.2
20	2.9
25	6.8
26	7.9
28	10.9
30	15.1
32	20.8
34	28.7
36	40.0
38	56.1
40	79.4
45	200.5
50	567.4

EFECTO DE LOS SISMOS SOBRE LA CAPACIDAD DE SOPORTE

En los últimos años se han realizado gran cantidad de investigaciones acerca del efecto de las fuerzas sísmicas sobre la capacidad de soporte de cimientos sobre taludes (Sarma y Iossifellis, 1990; Budhu y Al-Karni, 1993; Sarma y Chen, 1995,; Kumar y Kumar, 2003; Richards y otros 1993; Dormieux y Pecker, 1995; Soubra, 1997; Zhu, 2000; Kumar y Rao, 2003; Kumar y Ghosh, 2006).

La conclusión de la totalidad de las investigaciones realizadas es que los esfuerzos sísmicos disminuyen en forma substancial la capacidad de soporte de los cimientos sobre o cerca a taludes.

Un impulso sísmico produce temporalmente un incremento en el esfuerzo cortante y al tiempo decrece la resistencia al corte. La combinación de estos dos factores puede, de acuerdo a las condiciones específicas del talud y de la cimentación, disminuir la capacidad de soporte.

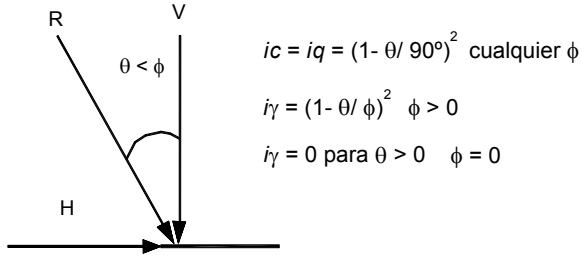


Figura 11.11 Diagrama para el cálculo simplificado de los factores i_c, i_q, i_γ

Este fenómeno es particularmente crítico en materiales saturados, en los cuales se pueden generar aumentos considerables de la presión de poros con disminuciones importantes de la resistencia al corte, llegándose al comportamiento de los suelos como líquidos (Fenómeno de licuación).

Tanto las aceleraciones verticales como las horizontales reducen los factores de capacidad de soporte en forma drástica. Para aceleraciones sísmicas horizontales de 0.3g, las reducciones pueden ser hasta de un 80% (Choudhury y Subba Rao, 2006). Al aumentar la pendiente del talud también disminuye la capacidad de soporte en el momento de un sismo.

Kumar y Rao (2003) presentan gráficos para obtener los valores de N_c, N_q y N_γ para varios valores de aceleración sísmica (αh), varias pendientes del talud (ß) y de ángulo de fricción (ϕ) (Figuras 11.13 a 11.15). Se puede observar que la aceleración sísmica y la pendiente del talud tienen un efecto muy grande sobre la capacidad de soporte de cimientos sobre taludes.

Desde otra perspectiva, a mayor profundidad de cimentación, la capacidad de soporte es mayor. Por lo tanto se recomienda, en zonas sísmicas, utilizar cimientos profundos para mitigar los efectos negativos de los sismos sobre la capacidad de soporte.

AMPLIFICACIÓN SÍSMICA EN TALUDES

La amplificación de las ondas sísmicas en la superficie de los taludes fue evidenciada en los terremotos de Michoacán y Chile en 1985 (Celebi, 1991).

El efecto de amplificación es mayor en taludes de alta pendiente y se evidencia especialmente en la cresta y parte superior (Paulocci, 2002).

El valor de la amplificación puede obtenerse para cada caso, comparando la relación entre los espectros de entrada y salida, utilizando programas de software. Algunos códigos especifican los valores de la amplificación topográfica.

La parte 5 del Eurocódigo 8 presenta factores que varían 1.2 a 1.4 como función del ángulo del talud y de la magnitud de la irregularidad topográfica. Para taludes de menos de 15º el efecto topográfico se desprecia. La amplificación es mayor en la cresta del talud y disminuye linealmente hacia abajo, siendo prácticamente nula en el pie del talud.

Factores que Afectan la Amplificación

Sepúlveda y otros (2005), resumen las principales conclusiones de diferentes autores sobre los factores que controlan este fenómeno:

- Los picos de la amplificación ocurren muy cerca a la cresta del talud, con diferencias complejas en la respuesta a lo largo del talud y desamplificación en el pie.
- La amplificación es mayor para las ondas S, que para las ondas P.
- La amplificación de la cresta ocurre para las ondas inclinadas que suben por el talud, y es atenuada par alas ondas que se alejan del talud.

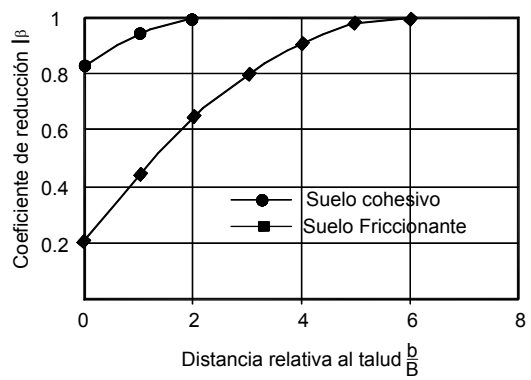


Figura 11.12 Coeficiente de reducción i_β para cimientos corridos (Garnier y otros, 2000).

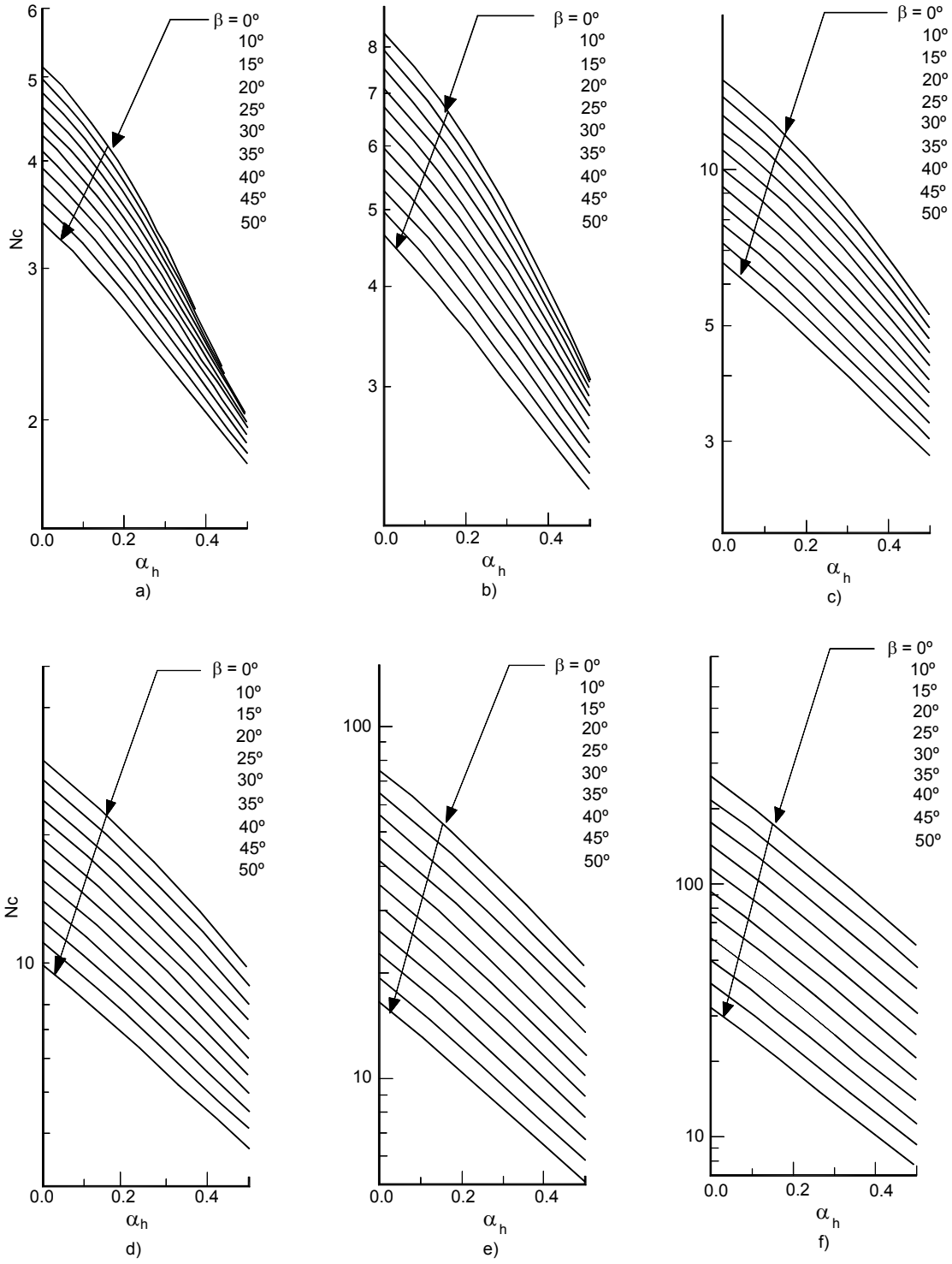


Figura 11.13 Valores de N_c para cimientos sobre taludes para diferentes valores de aceleración sísmica (Kumar y Rao, 2003).

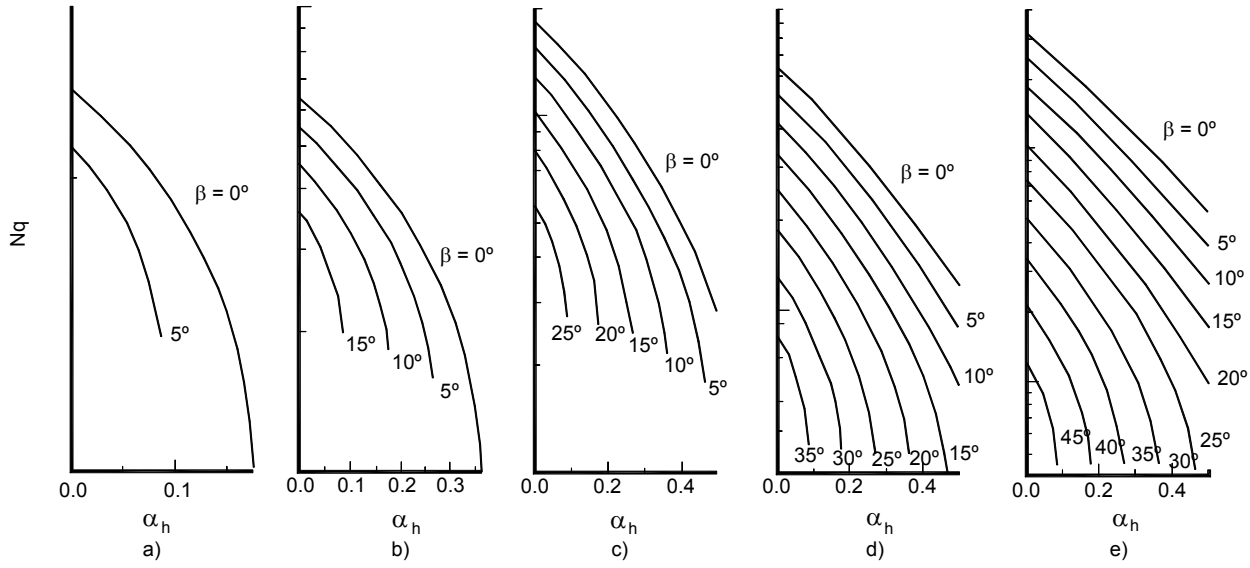


Figura 11.14 Valores de N_q para cimientos sobre taludes para diferentes valores de aceleración sísmica (Kumar y Rao, 2003).

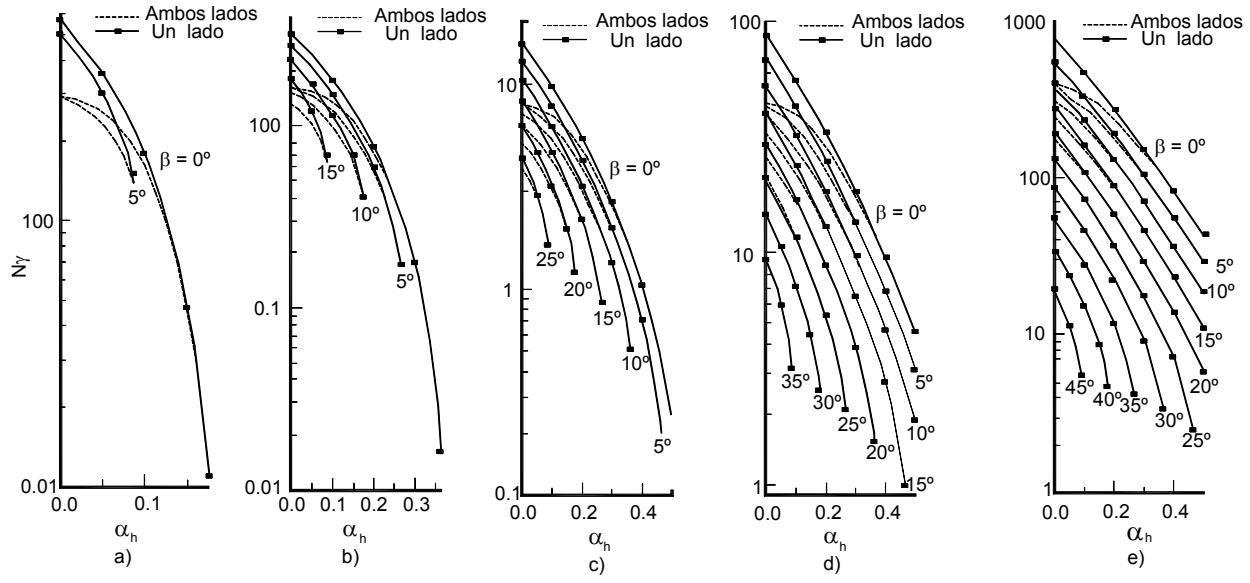


Figura 11.15 Valores de N_γ para cimientos sobre taludes para diferentes valores de aceleración sísmica (Kumar y Rao, 2003).

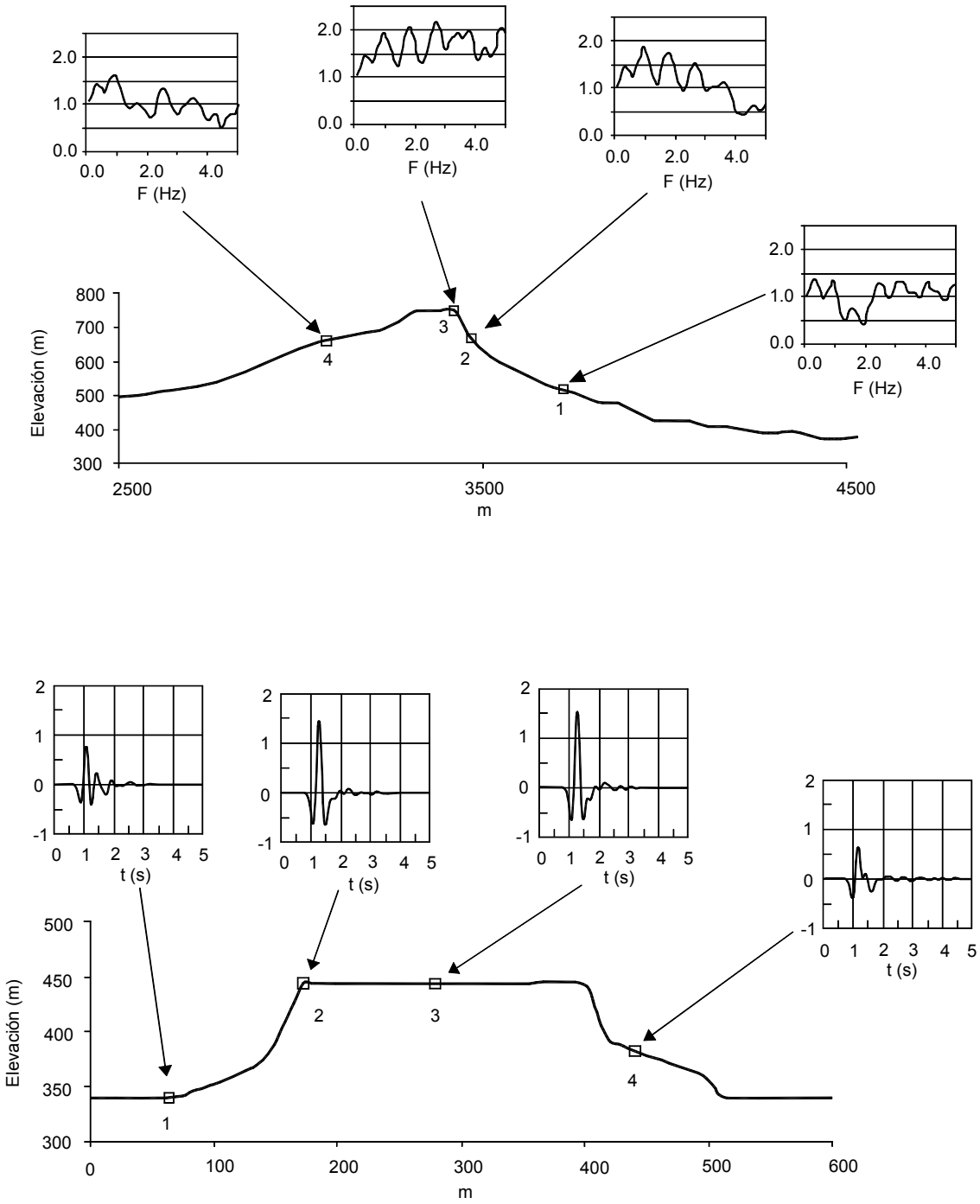


Figura 11.16 Ejemplos de la amplificación topográfica en un talud, representada por diagramas desplazamiento - tiempo (Paulocci, 2002).

- La topografía dispersa parte de la energía del sismo, en la formación de ondas superficiales de alta frecuencia, las cuales generan alteraciones en la superficie del talud.

- Los picos de amplificación están asociados con la relación entre la altura y ancho del talud con la longitud de onda.

- Los estratos o mantos de materiales diversos pueden generar resonancia y ésta interfiere con el efecto topográfico.

- La presencia de irregularidades topográficas cercanas puede incrementar la amplificación por un efecto 3-D.

Mitigación de los efectos de amplificación

Los efectos de la amplificación sísmica pueden mitigarse construyendo pantallas, anclas o clavos en la parte alta del talud. El efecto de los clavos o anclajes es obligar al talud a comportarse como una masa rígida y disminuir los efectos ondulatorios superficiales.

La longitud, inclinación y espaciamiento de los anclajes afectan la respuesta de la mitigación. Entre más largas las anclas el efecto de disminución de la amplificación es más efectivo.

ASENTAMIENTOS DE CIMIENTOS

En un talud el bulbo de esfuerzos de las cargas inducidas por la cimentación sobre el suelo tiene una forma muy diferente a la de los cimientos en zonas semiplanas.

Como se observa en la figura 11.18 existe una tendencia a que la concentración de esfuerzos sea mayor hacia la cara del talud. Los asentamientos elásticos relacionados con la presencia del talud pueden evaluarse teniendo en cuenta la variación del módulo de reacción o coeficiente de balasto del suelo en las áreas cercanas o sobre el talud (Figura 11.19).

El módulo de reacción del suelo es una constante matemática que muestra la "rigidez" del suelo de fundación. Este parámetro se utiliza para el diseño de cimientos sobre suelos de comportamiento elástico.

$$k_s = \frac{q}{\delta}$$

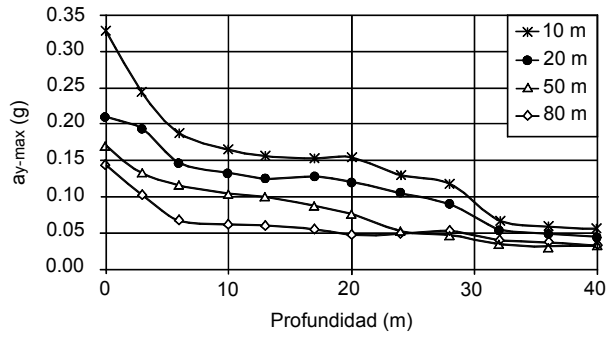


Figura 11.17 Efecto de la longitud de los anclajes de mitigación sobre la aceleración sísmica (Stamapoulos y otros, 2007).

Donde:

k_s = módulo de reacción del suelo (MN/m^3)

q = presión aplicada sobre el suelo (kN/m^2)

δ =asentamiento de la fundación en un determinado punto (m)

En terrenos planos y en distancias cortas el término k_s puede asumirse razonablemente constante; sin embargo, a medida que se acerca a la corona de un talud, el valor de k_s disminuye en forma substancial, lo cual equivale a que las deformaciones verticales en un cimiento son mayores cerca al talud que lejos del talud.

En cimientos continuos esta diferencia en el módulo de reacción genera un efecto de asentamiento diferencial, el cual se traduce en un efecto de voladizo sobre el cimiento.

El módulo de reacción en un suelo duro cerca de un talud puede ser menos de la mitad del módulo de reacción en un sector plano sin efecto de talud. La diferencia es todavía mayor si se presentan grietas de tensión.

La diferencia en los módulos de reacción es particularmente grande en rocas blandas y en suelos muy duros. Otro fenómeno muy importante son las deformaciones por cortante que se inducen en el talud, especialmente cuando las cargas impuestas por la cimentación son altas y el factor de seguridad para capacidad de soporte no es muy alto. En este caso las deformaciones por cortante son importantes (Kotake y otros, 2004).

En la figura 11.20 se muestra la localización de esas deformaciones, las cuales equivalen a un efecto de inicio de falla progresiva del cimiento por capacidad de soporte.

ESTABILIDAD DE LAS CIMENTACIONES SOBRE TALUDES

La estabilidad general del talud es un factor que se debe tener en cuenta en el análisis y diseño del proyecto. La estabilidad a largo plazo involucra el deterioro de las propiedades y la estructura del suelo con el tiempo. La definición del factor de seguridad puede utilizarse como referencia para la toma de decisiones; sin embargo, los procesos de inestabilidad no son estáticos sino que pueden ser acelerados por procesos antrópicos o por fenómenos naturales.

Efecto del Agua sobre la Estabilidad del Talud

No existe un modelo para analizar el efecto del agua sobre la estabilidad de los taludes, el cual pueda ser aplicado a todos los casos. Existen los modelos estadísticos y los modelos físicos.

Entre los modelos físicos se han desarrollado modelos basados en flujos de agua y presiones de poros positivas y modelos de flujo no saturado.

El modelo a utilizar depende de la información existente y del mecanismo de falla presente. Los modelos físicos utilizando un software que combina elementos hidrogeológicos y geotécnicos, son una herramienta útil para determinar niveles de amenaza (Crostra y Frattini, 2003) para problemas locales de un determinado deslizamiento cuando la complejidad geológica no es muy grande y la información existente es suficiente para la elaboración de un modelo.

Por ejemplo, los modelos elaborados para la cañada Angulito en Girón, Santander (Suárez y Suárez, 2006), permitieron obtener resultados de predicción muy similares a los realmente ocurridos para un ambiente geológico y geomorfológico muy sencillo de respuesta inmediata.

Marín Nieto (2003) indica que la complejidad geológica en las zonas tropicales es tal que impide obtener una relación para predecir la ocurrencia de un deslizamiento en una determinada región climática y geológica. La respuesta hidrogeológica depende del marco geológico y no existen dos sitios geológicamente iguales.

La extrapolación de información de un sitio a otro generalmente no es confiable; sin embargo, "conceptualmente" se puede extrapolar entre dos ambientes geológicamente similares con un determinado margen de error.

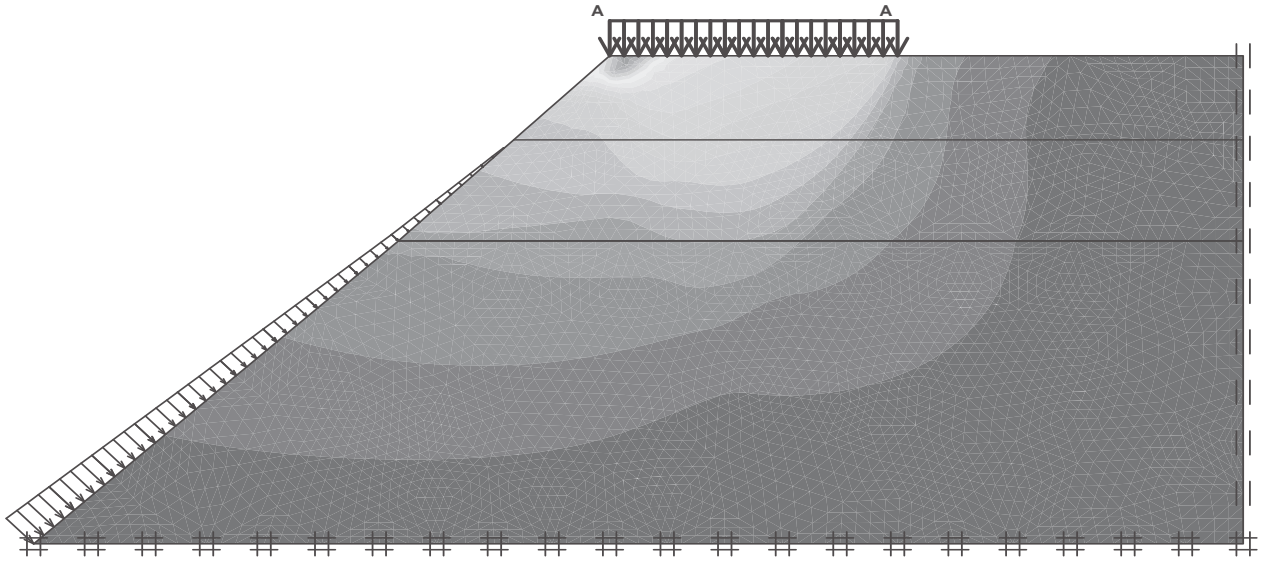


Figura 11.18 Bulbo de esfuerzos para cimientos sobre taludes de acuerdo al modelo de elementos finitos.

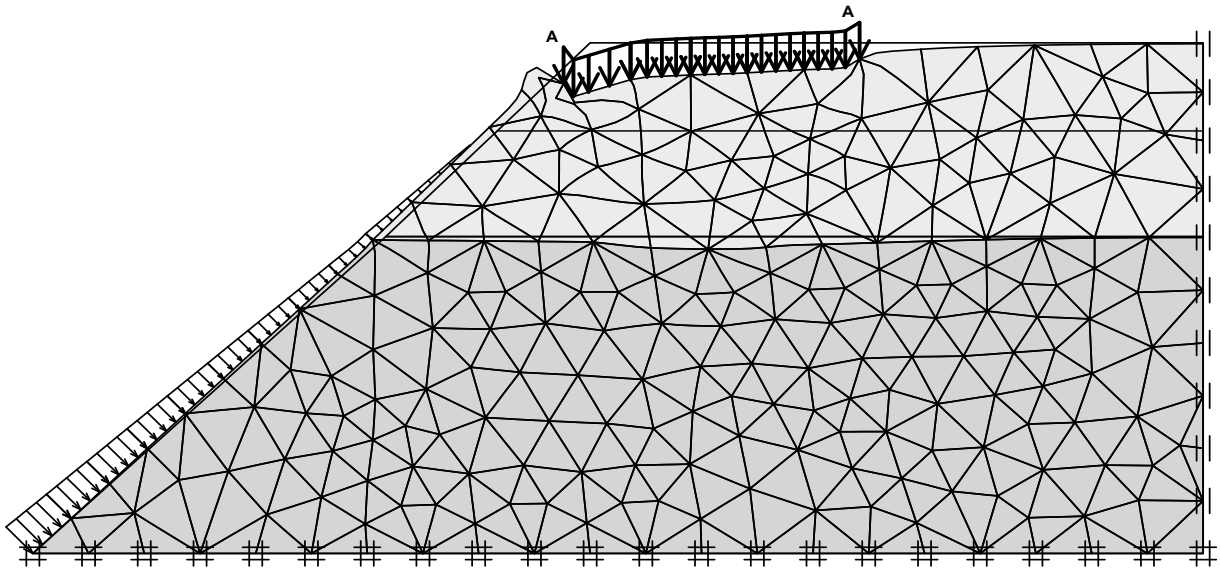


Figura 11.19 Deformaciones relacionadas con la variación del módulo de reacción cerca a la corona de los taludes.

Cimentaciones sobre Taludes con Suelos Sensitivos

Las arcillas marinas sensitivas poseen una estructura "floculada" en la cual las uniones predominantes de las partículas son cara-borde. Esta estructura se debe al proceso de depositación en un ambiente con concentraciones altas de sal. La estructura floculada produce resistencias altas, debido a que las uniones entre partículas son muy fuertes.

Al humedecerse el suelo y luego secarse o al paso de corrientes de agua dulce, la sal presente se va lavando y a medida que disminuye la concentración de sal en el suelo se va perdiendo la fuerza entre las partículas de arcilla y por lo tanto también la resistencia del suelo (Figura 11.21).

La resistencia del suelo, que es muy alta en estado de depositación, se pierde y se facilitan en esta forma los procesos de alteración y posterior deslizamiento. Las arcillas depositadas en ambientes marinos salados generalmente, poseen una estructura floculada y poseen una sensitividad muy alta. Dentro de esta categoría se encuentran las arcillas "rápidas", las cuales poseen una sensitividad superior a 30. Estas arcillas rápidas por lo regular, fueron sedimentos provenientes de áreas de glaciares y contienen minerales no activos.

La Erosión y las Construcciones Cerca a los Taludes

Otro factor a tener en cuenta en la planeación y diseño de construcciones en taludes es el efecto de la erosión. La erosión tiene un efecto sobre el relieve, y la pérdida de suelo genera un proceso de aumento de las amenazas con el tiempo.

El avance de las cárcavas de erosión puede ser muy rápido, como en el caso de construcciones cerca a escarpes marinos (Figura 11.22).

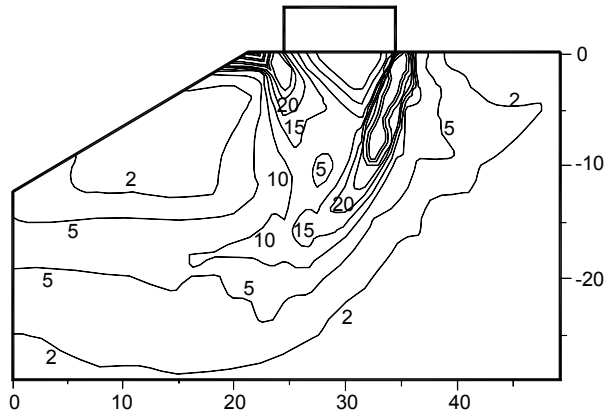


Figura 11.20 Deformaciones a carga máxima de un cimiento sobre un talud en un modelo de elementos finitos (Kotake y otros, 2004).

Cimentaciones en el Pie del los Taludes

En el pie de los taludes los cimientos pueden estar expuestos a esfuerzos adicionales por efecto de la inestabilidad del talud. Un ejemplo específico de este problema está relacionado con los esfuerzos sobre cimentaciones de pilotes en el pie de un talud. En este caso (Figura 11.21) el talud puede inducir esfuerzos de cortante y momentos sobre los pilotes. Como se puede observar los pilotes más cercanos al pie del talud están sometidos a mayores esfuerzos laterales que aquellos más alejados.

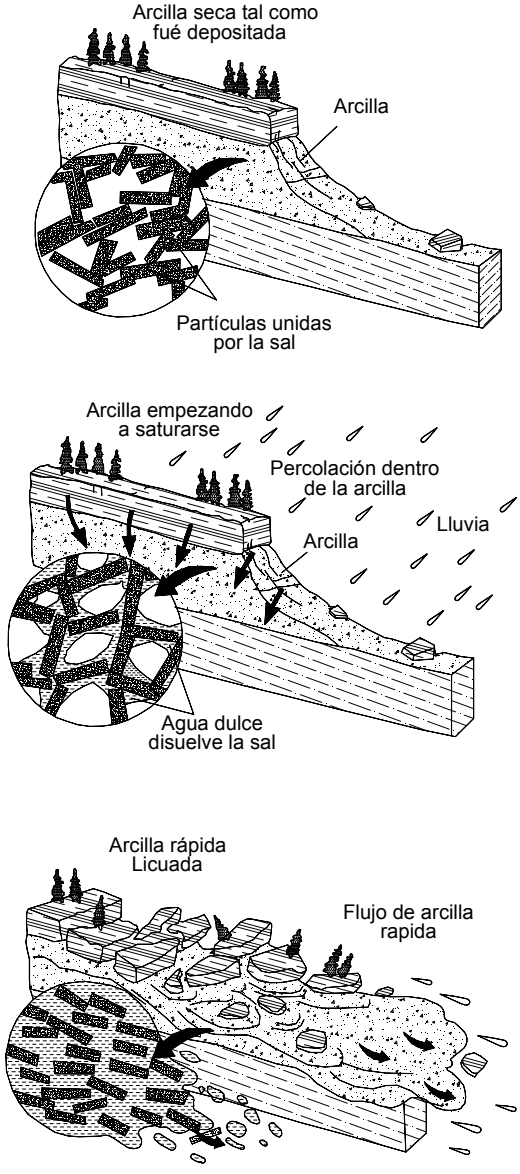


Figura 11.21 Efecto del agua sobre la estabilidad de taludes en arcillas rápidas.

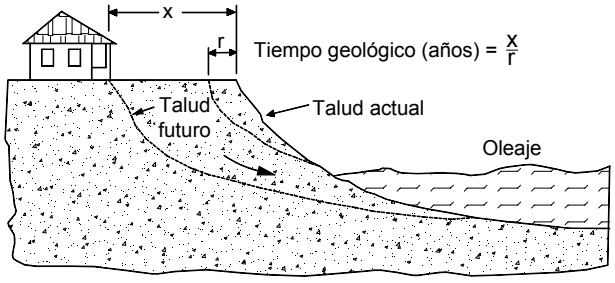


Figura 11.22 Avance de la erosión en escarpes marinos.

Los momentos cambian si el cimiento que amarra el extremo superior de los pilotes se encuentra o no enterrado dentro del suelo, como se observa en la figura. Los esfuerzos pueden calcularse utilizando modelos de elementos finitos.

MANEJO DE CIMIENTOS SOBRE TALUDES

Entre las alternativas de manejo para controlar los problemas de las fundaciones sobre taludes se indican las siguientes:

- ***Profundización de la cimentación.*** Consiste en construir pilas o pilotes, o recuperaciones en concreto a profundidad por debajo del material del suelo que se pueda afectar por deformaciones o por inestabilidad, relacionadas con la presencia del talud.

  Los cimientos deben profundizarse por debajo de los coluviones o suelos inestables (Burgess, 1987). Los cimientos profundos deben estar en condiciones de soportar cargas horizontales.

- ***Pilas o pilotes con anillos compresibles.*** En la figura 11.24 se muestra un detalle de un anillo compresible en pilotes para cimentaciones sobre taludes. Este sistema se utiliza principalmente para disminuir las cargas laterales sobre pilas, pilotes u otro tipo de cimentación profunda.

- ***Construcción de pedestales.*** Los cimientos o zapatas pueden profundizarse utilizando fundaciones tipo pedestal, en la cual se construye una columna central de concreto armado para conducir la carga al

manto competente profundo y al mismo tiempo soportar las cargas horizontales inducidas por la presencia del talud.

- ***Cimentaciones continuas rígidas superficiales***. Este sistema requiere de la construcción de vigas rígidas de sección importante para asumir los esfuerzos inducidos por las deformaciones del talud y al mismo tiempo disminuir la magnitud de los esfuerzos sobre el suelo (Burgess y Shirley, 1976) (Figura 11.25).

- ***Construcción de estructuras de contención.*** Estas estructuras tienen por objeto principal generar un confinamiento lateral en la parte expuesta del talud y en esta forma ayudar a mitigar las deformaciones por acción de las cargas de la cimentación.

- ***Colocación de anclajes***. Esta alternativa consiste en colocar elementos de anclaje directamente sobre la cimentación o sobre elementos de contención, con el objeto de asumir los esfuerzos horizontales que se pueden inducir sobre la cimentación.

- ***Refuerzo de los taludes utilizando geosintéticos***. El objetivo es que los refuerzos asuman las fuerzas horizontales inducidas por la falta de confinamiento del suelo en el sector expuesto del talud. En los últimos años se ha realizado una gran cantidad de trabajos de investigación sobre el tema y se ha encontrado que la colocación de rellenos con refuerzo de geosintéticos son muy efectivos (El Sawwaf, 2007).

El procedimiento consiste en reemplazar el suelo de la cresta del talud por un relleno compactado de suelo seleccionado con capas de geosintético como refuerzo (Samtani y Sonpal, 1989; Tsukada y otros, 1993; Tensar International, 1995; Alawaji, 2001; British Rail Research, 1998; Otani y otros, 1998; Maharaj, 2003; Dash y otros, 2003; Yetimoglu y otros, 2005; Tsukada y otros, 1993). El asentamiento se reduce con el aumento del espesor de la capa reforzada, del número de capas de refuerzo y de la rigidez del material de relleno. Se prefiere la utilización de geomallas y no es recomendable el uso de geotextiles.

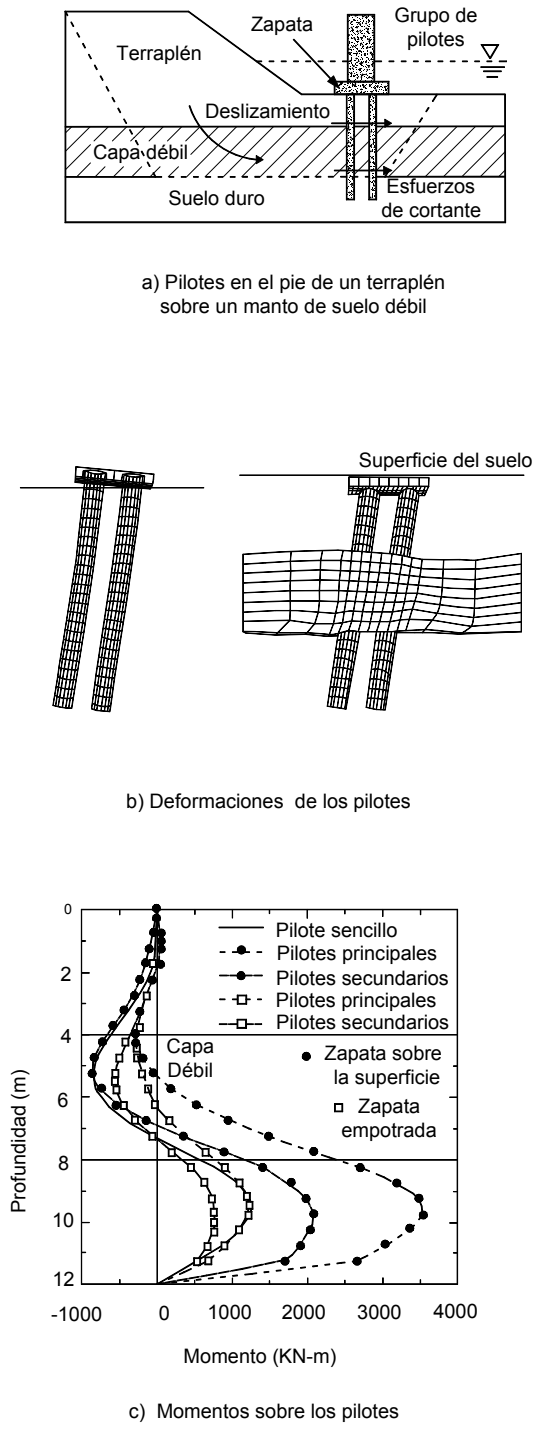


Figura 11.23 Comportamiento de pilotes para un caso de cimientos en el pie de un terraplén sobre manto de suelo débil (Martin y Chen, 2005).

El efecto es mayor a menor espaciamiento de los refuerzos. Es importante dejar claro que el asentamiento por la presencia del talud no se elimina 100%, sino que se puede disminuir a valores tolerables por la estructura o la cimentación. En ocasiones puede ser más económica o efectiva la profundización de los cimientos o el uso de pilotes o micropilotes.

La colocación del terraplén con refuerzo de geosintéticos aumenta la capacidad de soporte del suelo de cimientos sobre o cerca a taludes (Figura 11.26).

El resultado de la colocación del refuerzo es que las deformaciones de cortante y la superficie de falla potencial para falla por capacidad de soporte se profundiza, como se observa en el modelo de la figura 11.27 (Yoo, 2001).

El efecto del refuerzo depende de la localización relativa del cimiento con relación a la cresta del talud. El refuerzo es más efectivo cuando el cimiento se encuentra muy cerca de la cresta que cuando se encuentra alejado de ésta.

Se requiere un mínimo de tres capas de refuerzo. El espesor de la capa de suelo con refuerzo debe ser de al menos 1.5 B, donde B es el ancho del cimiento. La longitud del refuerzo debe ser de al menos cinco (5) veces el ancho del cimiento (El Sawwaf, 2007).

Fotografía 11.2 Uso de pilotes para la cimentación de la pila de un viaducto sobre un talud.

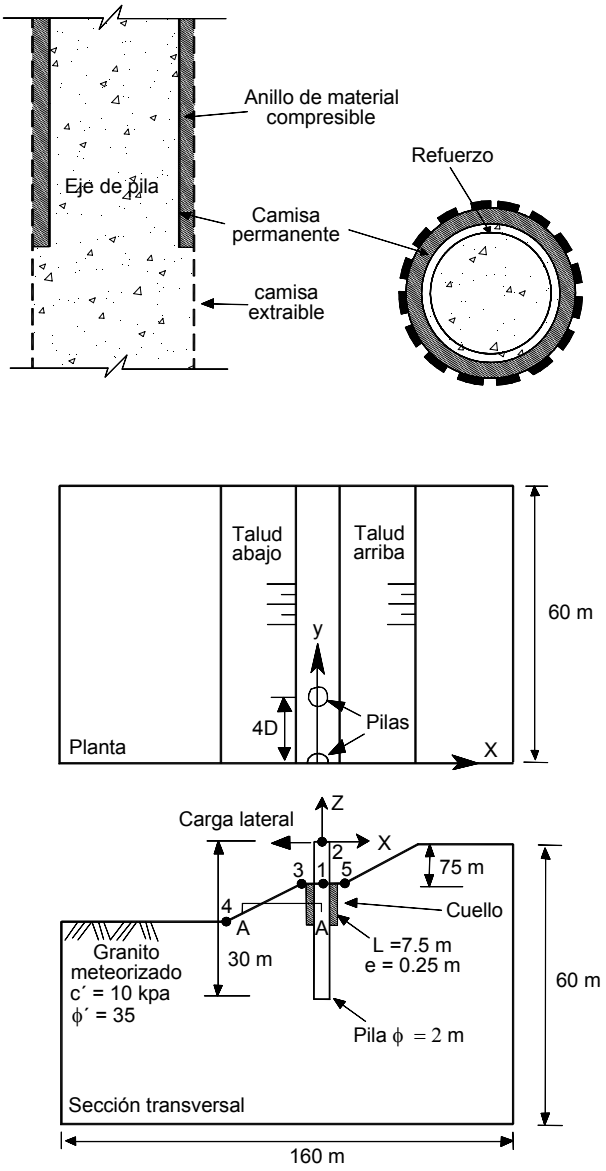


Figura 11.24 Ejemplo de pilotes sobre taludes, colocando anillo de material compresible (Ng y otros, 2001).

Criterios para el Diseño de Cimientos sobre Taludes

- ***Factores de seguridad de taludes con cimientos.***
  La FHWA exige que todos los taludes sobre los cuales se coloquen cimientos deben tener un factor de seguridad superior a 1.5 (Kimmerling, 2002).

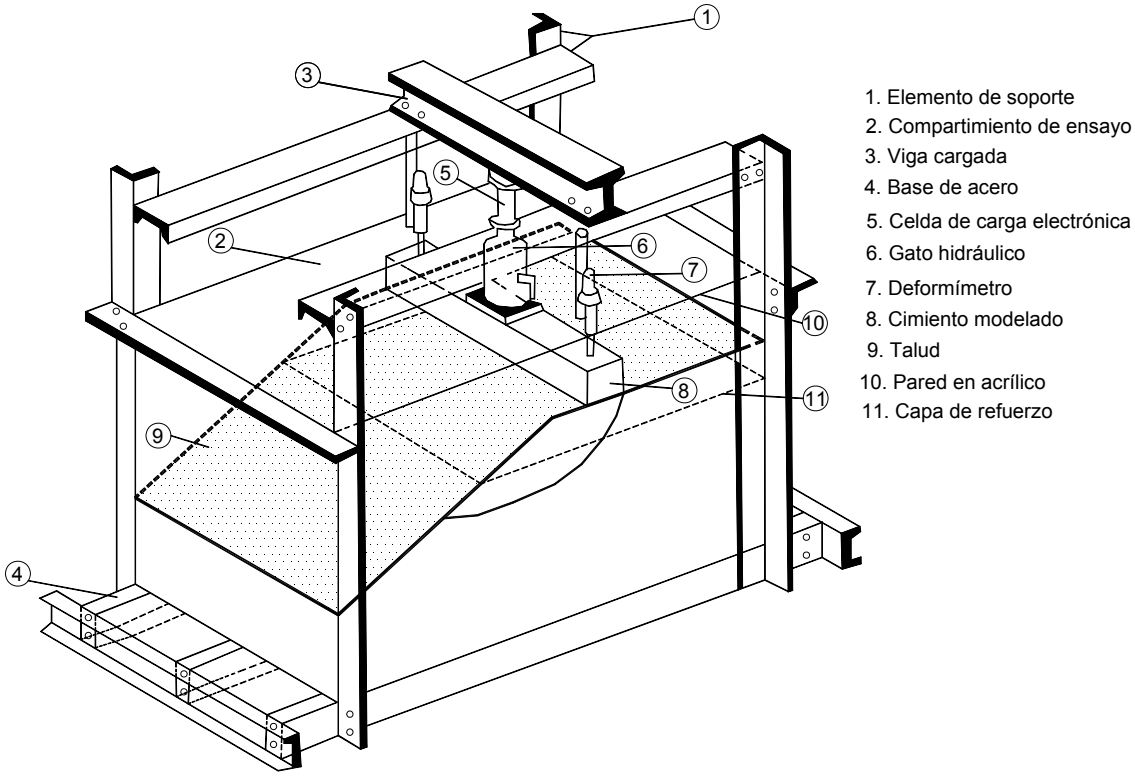


Figura 11.25 Modelo de laboratorio utilizado para el análisis de cimientos sobre taludes (Lee y Manjunath, 2000).

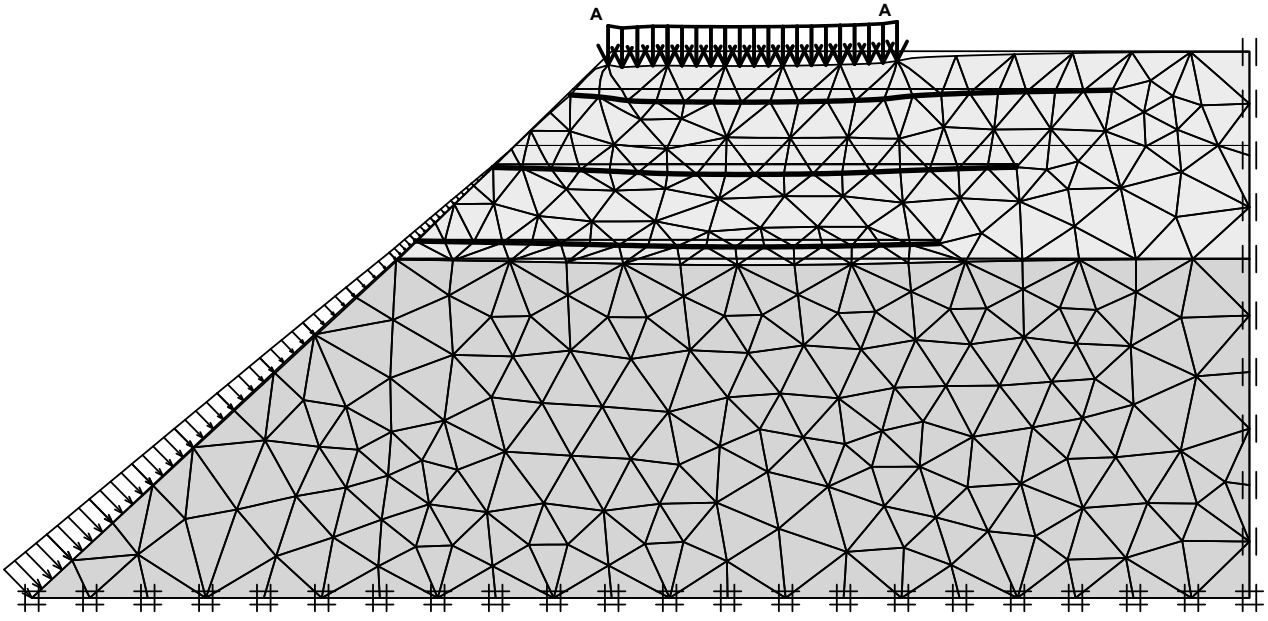


Figura 11.26 Modelo de elementos finitos del sistema de refuerzo con geosintéticos para el manejo de cimientos cerca a taludes (El Sawwaf, 2007).

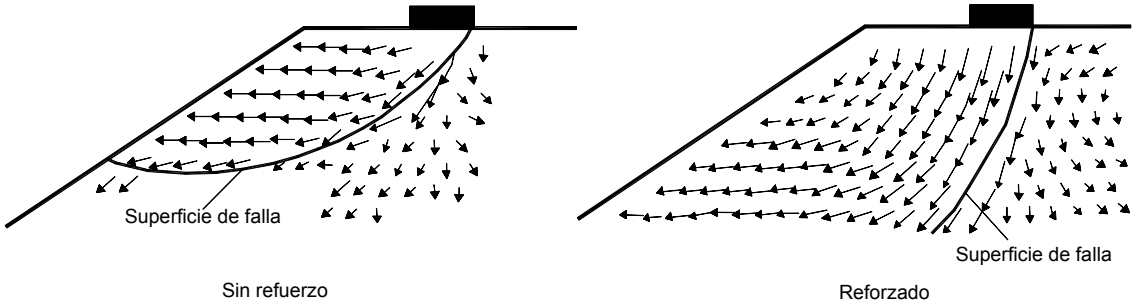


Figura 11.27 Localización de las deformaciones de cortante para falla de un cimiento por capacidad de soporte para los casos de talud sin refuerzo y talud reforzado (Yoo, 2001).

Para el análisis del factor de seguridad se deben incluir las cargas aplicadas por los cimientos. En el caso de presencia de pilotes se deben analizar superficies de falla por debajo o atravesando los pilotes.

- ***Aislamiento***
  La AASHTO exige que los cimientos se encuentren separados al menos 1.5 metros de la superficie del talud. Algunos códigos locales exigen aislamientos mayores, dependiendo de la altura de los taludes. A mayor altura del talud los aislamientos deben ser mayores.

- ***Pendiente y altura de los taludes***
  Al disminuir la pendiente y/o la altura del talud se mejora el comportamiento de la cimentación sobre o cerca del talud.

- ***Profundidad de cimentación***
  La AASHTO exige una profundidad de cimentación superior a 1.0 metro para cimientos sobre taludes. Esta profundidad se mide en el sitio más cercano a la superficie del talud. La profundidad de cimentación es el factor más importante para la estabilidad de un cimiento sobre un talud. Las cimentaciones profundas (pilotes o pilas) son la alternativa de cimentación preferida en este caso.

- ***Presiones laterales de tierra sobre los cimientos***
  Para el cálculo de las presiones laterales de tierra sobre las paredes de los cimientos en taludes se debe utilizar la presión de tierras en reposo (KO).

- ***Amplificación de la onda sísmica***
  La onda sísmica se amplifica en la superficie de los taludes, y esta amplificación debe tenerse en cuenta para el análisis de la estructura.

- ***Capacidad de soporte***
  La capacidad de soporte para cimientos sobre taludes es menor que la calculada pra cimientos sobre terreno plano y este factor debe tenerse en cuenta en el diseño. Se recomienda utilizar los criterios de Meyerhof (Recomendado por AASHTO), Bowles o el método francés, para calcular la capacidad de soporte.

- ***Refuerzos adicionales***
  Se puede requerir, en algunos casos, la colocación de vigas de rigidez para mitigar los efectos de los asentamientos diferenciales debidos a la presencia del talud. Igualmente, estos refuerzos deber ser capaces de resistir esfuerzos de tensión para evitar agrietamientos. Una alternativa es la de reforzar el talud con geosintéticos para disminuir los esfuerzos sobre la cimentación.

- ***Necesidad de estructuras de contención***
  Se debe analizar si se requieren estructuras de contención (pantallas con clavos o anclajes; o muros de contención) para garantizar la estabilidad de la cimentación. Se recomienda que estas estructuras sean independientes de la cimentación. Si los cimientos se amarran a la estructura de cimentación, se pueden inducir esfuerzos no deseables sobre la construcción.

REFERENCIAS CAPÍTULO 11

Abramson L.W., Lee T.S., Sharma S, Boyce G.M. (2002). "Slope Stability and Stabilization Methods". Second Edition. John Wiley & Sons Inc. New York. pp. 702

Alawaji, H., (2001). "Settlement and bearing capacity of geogrid-reinforced sand over collapsible soil". Geotextiles and Geomembranes 19, pp. 75–88.

Bowles J.E. (1996). "Foundation Analysis and Design". The McGraw-Hill Companies, Inc. New York. p. 1175.

British Rail Research (1998). "Supporting roll—geogrids provide a solution to railway track ballast problems on soft and variable subgrades". Ground Engineering 31 (3), pp.24–27.

Budhu, M., Al-Karni, A. (1993). "Seismic bearing capacity of soils". Geotechnique 43, No. 1, pp.181–187.

Burgess P.J. (1987). "Urban Slope Stability in the Warringah Shire of Sydney". Soil Slope Instability and Stabilization. Bruce Walker Robin Fell Editors. A.A. Balkema/ Rotterdam/Brookfield. pp. 289-298.

Burgess P.J., Shirley, A.F. (1976). "Some Guidelines to Preferred Practice in Hillside Construction". Australian Geomechanics Journal, Vol G6. N° 1, pp. 51.

Celebi M. (1999). Topographical and geological amplification. Case Studies and Engineering implications" Structural Safety Elsevier, 10. pp 199-217.

Choudhury D, Subba Rao K. S. S (2006). "Seismic Bearing Capacity of Shallow Strip FootingsEmbedded in Slope". International Journal Of Geomechanics. ASCE / May/June 2006 ASCE 6:3.

Crosta G.B., Frattini P. (2003), "Distributed physically-based rainfall thresholds for landslide triggering". Geophysical Research Abstracts, Vol. 5, No. 11896.

Dash, S., Sireesh, S., Sitharam, T., (2003). "Model studies on circular footing supported on geocell reinforced sand underlain by soft clay". Geotextiles and Geomembranes 21 (4), pp. 197–219.

Dormieux, L., Pecker, A. (1995). "Seismic bearing capacity of foundation on cohesionless soil". J. Geotech. Engng Division ASCE 121, No. 3, pp. 300–303.

El Sawwaff M. A. (2007). "Behavior of strip footing on geogrid-reinforced sand over a soft clay slope". Geotextiles and Geomembranes 25 (2007). pp. 50–60

Garnier, J., Maréchal O., Amar S., Mezazigh S. (2000). "New Result". Université de Havre, Le Havre Cedex – France.

Kimmerling, R. E. (2002). "Shallow Foundations". Geotechnical Engineering Circular No. 6. FHWA Technical Manual. 146 p.

Kotake N., Tatsuoka FTanaka, T., Siddiquee M. S. A., Huang C.C. (2004). "FEM simulation of the failure of reinforced sand slopes subjected to footing load" . Thomas Telford Ltd. Geosynthetics International, 2004, 11, No. 1.

Kumar J., Ghosh P. (2006). "Seismic bearing capacity for embedded footings on sloping ground". Geotechnique 56, No. 2, pp. 133–140.

Kumar J., Rao V. B. K. (2003). "Seismic bearing capacity of foundations on slopes". Geotechnique 53, No. 3, pp. 347–361.

Kumar, J. Kumar, N. (2003). "Seismic bearing capacity of rough footings on slopes using limit equilibrium". Geotechnique 53, No. 3, pp. 363–369.

Lee K.M., Manjunath V.R (2000). "Experimental and numerical studies of geosynthetic-reinforced sand slopes loaded with a footing". Canadian geotechnical journal. Vol 37 pp. 828–842.

Maharaj, D. (2003). "Nonlinear finite element analysis of strip footing on reinforced clay". Electronic Journal of Geotechnical Engineering, vol. 8, Bundle (C).

Marín-Nieto, L. (2003). "Rainfall-Landslide Relationships during El Niño", 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Boston, USA.21.

Martin, G R., Chen, C Y (2005). "Response of piles due to lateral slope movement". Computers and Structures, 83. pp. 588-598.

Meyerhof (1957). "The Ultimate Bearing Capacity of Foundation on Slopes". Proc. 4th. Inter. Conf. On Soil Mech. And Foundation Engineering, I, pp. 384-86. London.

Ng C.W.W., Zhang L.M., Ho K.K.S. (2001). "Influence of laterally loaded sleeved piles and pile groups on slope stability". Canadian Geotechnical Journal. 38: pp. 553–566

Otani, J., Ochiai, H., Yamamoto, K., (1998). "Bearing capacity analysis of reinforced foundations on cohesive soil". Geotextile and Geomembranes 16, pp. 195–206.

Paolucci R. (2002). "Amplification of earthquake ground motion by steep topographic irregularities". Earthquake Engng Struct. Dyn, 31. pp. 1831-1853.

Richards, R., Elms, D. G., Budhu, M. (1993). "Seismic bearing capacity and settlement of foundations". J. Geotech. Engng Division ASCE 119, No. 4, pp. 662–674.

Samtani, N., Sonpal, R., (1989). "Laboratory tests of strip footing on reinforced cohesive soil". Journal of Geotechnical Engineering—ASCE 15 (9), pp. 1326–1330.

Sarma, S. K. , Iossifelis, I. S. (1990). "Seismic bearing capacity factors of shallow strip footings". Geotechnique 40, No. 2, pp. 265–273.

Sarma, S. K., Chen, Y. C. (1995). "Seismic bearing capacity of shallow strip footings near sloping

ground". In Proc. 5th Conf. Society for Earthquake and Civil Engineering Dynamics, Chester Rotterdam: A. A. Balkema pp.505–512.

Schmidt, H. G. (1977). "Large Diameter Bore Piles for Abutments". Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Specialty Session on Effect of Horizontal Loads on Piles, Tokyo, pp. 107-112.

Sepúlveda S A., Murphy W., Petley D. N. (2005). "Topographic controls on co-seismic rock slides during the 1999 Chi-Chi earthquake, Taiwan". Quartely Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, 38. pp 189-196.

Soubra, A. H. (1997). "Seismic bearing capacity of shallow strip footings in seismic conditions". Proc. Instn Civil Engrs Geotechnical Engineering 125, No. 4, pp. 230–241.

Stamatopoulos C., Bassanou A. M., Brennan A. J., Madabhushi G. (2007). "Mitigation of the seismic motion near the edge of cliff-type topographies". Soil Dynamics and Earthquake Engineering 27. pp 1082-1100.

Suárez N. R., Suárez J. (2006). "Caracterización, análisis y diagnóstico de los flujos de lodos y detritos cuenca quebrada Angulito – Girón (Santander)". Tesis de Grado. Universidad Industrial de Santander.

Tensar International, (1995). "Tensar geogrid reinforced sub-bases—case studies". New Wellington Street, Blackburn BR2 4PJ, England.

Tsukada, Y., Isoda, T., Yamanouchi, T., (1993). "Geogrid subgrade reinforcement and deep foundation. In: Raymond, Giroud (Eds.), Proceedings of the Geosynthetics Case Histories". ISSMFE, Committee TC9, pp. 158–159.

Uto, K., Maeda, H., Yoshii, Y., Takeuchi, M., Kinoshita, K., Koga, A. (1985). "Horizontal behavior of pier foundations in a shearing type ground model". Proceedings of the 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, Japan, pp. 781–788.

Yetimoglu, T., Inanir, M., Inanir, O., (2005). "A study on bearing capacity of randomly distributed fiber-reinforced sand fills overlying soft clay". Geotextiles and Geomembranes 23 (2), pp. 174–183.

Yoo C. (2001). "Laboratory investigation of bearing capacity behavior of strip footing on geogrid-reinforced sand slope". Geotextiles and Geomembranes 19 (2001) pp. 279–298.

Zhu, D. Y. (2000). "The least upper-bound solutions for bearing capacity factor N." Soils Found., 40-1. pp.123–129.

Capítulo 12

Legislación y Códigos de Laderas

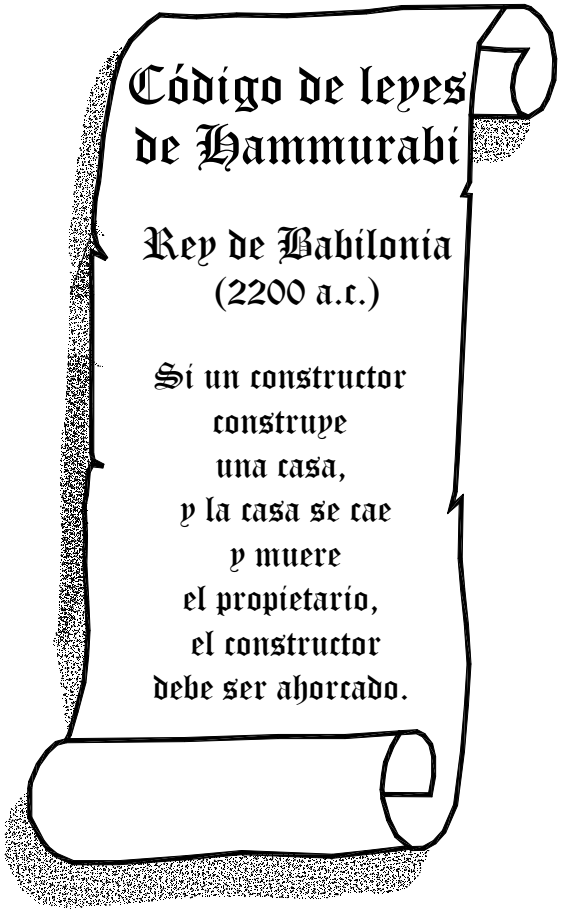


Figura 12.1 Código de Hammurabi, rey de Babilonia (2200 A.C.). Primer código histórico de construcciones.

LOS CÓDIGOS DE LADERAS

Las amenazas y riesgos han sido objeto de legislación desde tiempos muy antiguos (Figura 12.1). La legislación es una de las formas más efectivas de prevención de las amenazas y riesgos de deslizamientos de tierra.

Los c ódigos geotécnicos para la prevención y mitigación de las amenazas y riesgos a los deslizamientos o "códigos de laderas", se han convertido en herramientas útiles para la planeación rural y urbana. El uso de códigos técnicos se está extendiendo en los últimos años y algunas ciudades en Colombia han adoptado este sistema con gran éxito.

En el caso de Bucaramanga (Colombia) el código es manejado por las autoridades ambientales en forma independiente, pero concertada con las entidades de planificación y desarrollo (C.D.M.B., 2005); y en otras ciudades es manejado directamente por las autoridades municipales o por los departamentos de planeación.

Algunas ciudades como Hong Kong han elaborado, además de los códigos, manuales detallados para el manejo de taludes (GCO, 1984), en los cuales se especifican los parámetros técnicos para el diseño y construcción de las obras de mitigación o estabilización.

En el presente capítulo se explican algunos criterios para la elaboración de los códigos y se muestran algunos ejemplos que pueden servir de referencia para los códigos de laderas que se implementen en América Latina en el futuro.

El ejemplo guía es el código de laderas de la ciudad de Barranquilla en Colombia, el cual cubre una gran cantidad de tópicos y puede utilizarse como modelo para la elaboración de códigos de laderas en los países tropicales.

Regulaciones Incluidas en los Códigos

En los códigos se establecen regulaciones y normas para los siguientes aspectos:

- Requisitos para la presentación de proyectos que envuelvan modificaciones del terreno.
- Parámetros mínimos para la elaboración de estudios geotécnicos y de estabilidad.
- Aislamientos mínimos de pie y corona de taludes, cauces de quebradas, colectores de alcantarillado, etc.
- Procedimientos para el manejo y estabilización de taludes, tales como muros de contención, control de aguas superficiales y subterráneas.
- Normas para el control de las corrientes de agua.
- Requisitos para la construcción de vías en áreas susceptibles, rellenos en tierra y disposición de escombros.

Efectividad de los Códigos de Laderas

Por lo general los códigos, lógicamente, tienden a sobrediseñar y los factores de seguridad de los taludes son generalmente altos; sin embargo, el efecto preventivo de los códigos es determinante para disminuir la amenaza de deslizamientos, especialmente en las zonas urbanas.

La efectividad del código de Los Ángeles es tal vez la más documentada de la historia; en esta ciudad el total de daños por deslizamientos de tierra ha disminuido en forma progresiva (Slosson y Krohn 1977, 1979). Los deslizamientos disminuyeron pocos años después de 1963, fecha en que se implementó el código. En diez años las fallas que ocurrían antes del código para un período invernal de condiciones similares disminuyeron en un 10%. Otro caso documentado de efectividad es el del County Prince George´s en Maryland.

Historia de los Códigos de Laderas

Los primeros códigos modernos se desarrollaron en Estados Unidos, específicamente en California, después de la temporada lluviosa de 1.951 y 1.952 (Jahns, 1.969), en las cuales ocurrieron grandes deslizamientos de tierra con centenares de muertos. Como una consecuencia, en 1.952, la ciudad de Los Angeles adoptó el primer código de laderas y posteriormente lo hicieron otras ciudades y "counties". Entre 1.952 y 1.965 se instituyeron códigos en las ciudades de Beverly Hills, Pasadera, Glendale, Burbano, San Francisco, Ventura, San Diego, Riverside, Orange, Laguna Beach, y en los "Counties": Los Ángeles, Santa Bárbara, San Mateo Orange, Riverside y Sonoma (Scullin, 1983).

Generalmente, la adopción de códigos ha sido el resultado de emergencias o desastres naturales y ha provenido de las autoridades locales, como es el caso de Bucaramanga - Colombia, cuyo código tuvo como origen los graves problemas de erosión y el de la ciudad de Barranquilla, el cual se elaboró después de los deslizamientos catastróficos del barrio Campoalegre.

En Colombia el primer código de laderas se elaboró en Bucaramanga en 1.994 y en el 2.007 se estableció el código de laderas de Barranquilla. Los códigos generalmente especifican los requisitos que se deben cumplir para las construcciones sobre laderas. En 1.960 el código de Los Angeles fue ampliado para incluir una guía de investigaciones geológicas y geotécnicas.

En 1962 la ciudad de Glendale inició la combinación de los estudios de suelos con los estudios geológicos para determinar la estabilidad de las laderas, la cual fue seguida por un código aun más sofisticado por el "county" de Los Ángeles.

El sistema de códigos en los Estados Unidos fue generalizado en el capítulo 70 del Código Unificado de Construcciones "Uniform Building Code" (International Conference of Building Officials, 1976, 1991).

Escala de los Códigos

Los códigos pueden ser nacionales, estatales, de grupos de ciudades (Counties), o municipales. De acuerdo a la escala del código pueden cambiar sus objetivos y detalles. Así mismo, es diferente un código para una ciudad donde ocurren deslizamientos de manera permanente que para un municipio donde solo ocurren de manera esporádica y aislada.

Los códigos más completos corresponden a zonas donde las amenazas de deslizamientos son mayores, como es el caso de Colombia o de los estados de California y Washington. Al igual que el ejemplo de la ciudad de Hong Kong.

Los códigos nacionales o estatales definen comúnmente criterios generales con muy poco detalle. El código unificado de los Estados unidos en el capítulo 70 específica una serie de criterios para las excavaciones y los taludes, éstos se deben aplicar a todos los casos, independientemente de las características geológicas, tipo de suelo o niveles freáticos. Este código no menciona el tema de los deslizamientos de tierra ni detalla procedimientos especiales para el manejo de los problemas en los taludes.

En el caso del código del estado de California, se obliga a los entes territoriales (counties) a adoptar planes para el manejo de amenazas de deslizamientos y a elaborar mapas de zonificación de las amenazas geológicas, incluyendo además las amenazas sísmicas.

Igualmente, se especifican requerimientos para planes de manejo de las amenazas ("plan of control"), los cuales deben ser certificados por un geólogo de ingeniería ("engineering geologist").

Objetivos de los Códigos

Antes de elaborar el código debe tenerse claridad sobre el objetivo del código de acuerdo a la magnitud de las amenazas en el área respectiva. Si se trata de códigos nacionales o estatales, el objetivo principal es establecer criterios geotécnicos generales mínimos que se deben cumplir y determinar los condicionamientos para la elaboración de códigos locales detallados. A su vez, los códigos locales de municipios deben obedecer a objetivos de acuerdo a la problemática de cada ciudad.

Cada ciudad posee una geología y condiciones climáticas diferentes y el código de una ciudad no puede aplicarse a otra. Si los principales problemas son de erosión, o de avalanchas, caídos de roca, etc. Los objetivos del código deben estar destinados a crear un marco legal para el manejo de estos problemas y a especificar las limitantes que se deben aplicar a los proyectos de desarrollo para mitigar las amenazas relacionadas.

Ejemplo: Rochester Hills, Michigan

Objetivos del código:

- Generar un balance razonable entre los derechos de los propietarios de la tierra y el interés público de preservar las funciones valiosas de los taludes.
- Mantener y proteger el terreno natural, su vegetación, humedales, cuerpos y corrientes de agua.
- Prevenir inundaciones, proteger las vistas del paisaje, preservar el hábitat de la fauna y la estabilidad de las construcciones.
- Prevenir la erosión, la reptación del terreno y el deslizamiento de los taludes.

Ejemplo: Barranquilla-Colombia

Objetivos del código:

- Definir los requisitos mínimos que deben cumplir los estudios geotécnicos que se realicen para la planeación, diseño y construcción de los proyectos de desarrollo que se ejecuten.
- Definir el nivel de estudios y análisis que deben tener los estudios geotécnicos en zona de ladera.

- Definir los requisitos de orden geotécnico que deben cumplir las construcciones que se realicen.

Área y Circunstancias de Aplicación del Código

El código debe determinar a cuáles áreas y a qué tipos de proyecto se aplica. Los códigos pueden aplicarse a todos los proyectos independientemente de su localización o características o puede aplicarse solo a determinadas zonas y/o proyectos.

Ejemplo: Barranquilla- Colombia

Se aplica a todos los proyectos de construcción y de desarrollo urbano que se realicen por personas naturales o jurídicas, o por Entidades del Estado, independientemente de que estos se realicen en lotes clasificados o no como laderas o taludes.

Ejemplo: Rochester Hills, Michigan

Se aplica a los taludes clasificados en tres categorías:

- Pendientes moderadamente fuertes: Son los taludes mayores a 5H:1V (pendiente del 20%), pero menores a 4H:1V(pendiente del 25%) y con diferencia de elevación de 3 metros o más.

- Pendientes muy fuertes: Son los taludes con pendiente igual o mayor a 4H:1V(25%), pero menores de 2.5H:1V (40%) y con diferencia de elevación superior a 3 metros.

- Escarpes: Son los taludes con pendiente igual o mayor de 2.5H:1V, y con una diferencia de elevación superior a 5 metros.

- Se aplica a los taludes localizados a menos de 60 metros de las corrientes de agua.

- La ciudad preparará un mapa de inventario de los taludes a los cuales se les aplican las regulaciones, pero se supone que todos los taludes que cumplan las condiciones anteriores se encuentran regulados.

- Existen algunas excepciones a los taludes hechos por el hombre, y a las áreas de menos de 50 metros cuadrados.

Actividades que se Regulan

El código debe especificar cuáles actividades son reguladas. Generalmente, las actividades a regular son los desarrollos y obras que involucren ocupación de nuevos terrenos o que afecten el relieve de los taludes (cortes o rellenos).

Igualmente, se puede regular la construcción de vías, servicios públicos y obras lineales o las estructuras que pueden ocasionar amenaza de deslizamientos como las piscinas y los pozos sépticos.

Ejemplo: Rochester Hills , Michigan

Actividades que son reguladas por el código:

- Corte o creación de nuevos taludes

- Alteración de un talud existente

- Cambios al terreno en las zonas de aislamiento

- Construcción, mejoramiento, mantenimiento, construcción de utilidades, operación o uso de la tierra

- Construcción de edificios y otras estructuras con excepción de cercas y su mantenimiento

- Depósito o remoción de materiales

- Terraceo o conformación del terreno

- Remoción de la vegetación

- Construcción, operación o mantenimiento de vías

ESTUDIOS MÍNIMOS EXIGIDOS

Los códigos en ocasiones especifican los tipos de estudios técnicos que se requieren y las características de estos estudios. Los códigos pueden exigir detalles de las investigaciones como número y profundidad de sondeos geotécnicos, ensayos de laboratorio, etc.

Los estudios incluyen análisis geológicos y geotécnicos, así como propuestas para el manejo de los taludes (Leighton, 1975), como se indica en la tabla 12.1.

Tabla 12.1 Secuencia de entrega de los informes de geología y manejo de los taludes en el county de San Mateo en California (Modificado de Leighton, 1975).

Paso	Título del Informe	Propósito	Extensión
1	Informe geológico y de suelos	Información geológica y geotécnica requerida	Mapas, caracterización geológica y geotécnica, sondeos y ensayos.
2	Análisis geotécnico y plan de manejo de los taludes	Análisis geotécnico y diseño de obras de manejo y estabilización de los taludes	Informe detallado de análisis y diseño para revisión y aprobación por parte de la autoridad competente.
3	Informe "as-built" de las obras de manejo de los taludes	Informe final basado en la inspección de las obras construidas	Levantamiento topográfico de las obras terminadas, ensayos de inspección, resultados de instrumentación.

Ejemplo: Kern County

Estudios requeridos:

- Reporte de estudio de suelos. Incluye información sobre la naturaleza, distribución y resistencia de los suelos, análisis de estabilidad de los taludes, conclusiones y recomendaciones sobre los procedimientos de conformación del terreno, medidas correctivas, incluyendo estructuras de estabilización.

- Estudio de ingeniería geológica. Incluye descripción de la geología del sitio, conclusiones y recomendaciones indicando los efectos de las condiciones geológicas sobre el proyecto y sobre la viabilidad del sitio para los desarrollos y conformaciones propuestas.

- Estudio de licuefacción. Incluye un análisis del potencial de licuación. Analizar el efecto de los niveles freáticos a menos de 15 metros de profundidad y la presencia de depósitos aluviales no consolidados.

Ejemplo: Ciudad de Salem

- Evaluación geológica. Información de la distribución de la geología, las propiedades químicas y físicas de los suelos, un concepto sobre la estabilidad del sitio y conclusiones de los efectos de la geología sobre el proyecto.

- Estudio geotécnico. Incluye descripción de la topografía y la geología y un concepto sobre la estabilidad del sitio desde el punto de vista de ingeniería. Descripción de sondeos y ensayos de laboratorio, análisis de estabilidad y plan de estabilización con recomendaciones para la conformación del terreno.

Ejemplo: Barranquilla-Colombia

En el código se especifican las investigaciones mínimas que se deben realizar de acuerdo al tipo y localización del proyecto.

Para cada uno de los estudios se especifican los aspectos que se deben estudiar, las técnicas que se deben utilizar, los elementos que se deben describir y los mapas y planos que se deben elaborar.

Por ejemplo, se detalla el número mínimo y profundidad de los sondeos que re requieren realizar, como se indica a continuación:

Número mínimo de sondeos (Barranquilla)

- Mínimo cuatro sondeos para proyectos CATEGORIA GEOCTENICA III

- Mínimo cinco sondeos para proyectos CATEGORIA GEOTECNICA II

- Mínimo seis sondeos para proyectos CATEGORIA GEOTECNICA I

- Dos sondeos adicionales mínimo por cada 300 metros cuadrados adicionales por encima de los primeros 3000 metros cuadrados.

Profundidad mínima de sondeos (Barranquilla)

- Proyectos CATEGORÍA GEOTÉCNICA I. Profundidad de perforación mínima de 20 metros

- Proyectos CATEGORÍA GEOTÉCNICA II. Profundidad de perforación mínima de 15 metros

- Proyectos CATEGORÍA GEOTÉCNICA III. Profundidad de perforación mínima de 8 m

- En los casos en que se encuentre la roca firme, aglomerados rocosos o capas de suelo asimilables a rocas, a profundidades inferiores a las indicadas, los sondeos deberán penetrar en estos materiales un mínimo de 4.0 metros o hasta la recuperación de roca sana con RQD > 50%.

- En todos los casos, los sondeos deben profundizarse más de 4.0 metros por debajo de la profundidad de desplante de la cimentación, independientemente de que aparezcan o no mantos de roca o material muy duro.

- Para los análisis de estabilidad de laderas por lo menos el 50% de los sondeos deben alcanzar una profundidad de 1.25 veces la diferencia

Tabla 12.2 Estudios que se deben realizar para los proyectos de desarrollo sobre laderas en la ciudad de Barranquilla.

Estudios que se Exigen	Categoría del Proyecto		
	I	II	III
Estudios y mapas geológicos.	X	X	X
Estudios y mapas geomorfológicos.	X	X	X
Estudios sismológicos.	X		
Estudios geotécnicos.	X	X	X
Estudios de estabilidad de laderas.	X		
Descripción de las características sísmicas, de estabilidad de laderas, hidrológicas y de erosión.		X	X
Cuantificación y localización de las amenazas de origen geológico, sísmico o hidrológico que pudieren afectar al lote.		X	
Cálculo de los factores de seguridad a deslizamiento si se detecta alguna posibilidad de amenazas de inestabilidad de laderas.		X	
Estudios hidrológicos (Para lotes con limitaciones relacionadas con erosión, inundación o avenidas torrenciales).	X		
Estudios de inundación (Para lotes con limitaciones relacionadas con inundación o avenidas torrenciales).	X		
Análisis general de las cotas de inundación si el lote se encuentra en una zona con alguna amenaza de inundación o avenida torrencial.		X	X
Determinación mediante sondeos de la profundidad y características de los rellenos, si el lote se encuentra sobre rellenos de origen antrópico.		X	X
Estudios de erosión.	X		

de altura entre el pie y la corona del talud analizado o penetrar por lo menos 4.0 metros en material firme.

- En el caso de sótanos, la profundidad de perforación deberá contarse a partir de la cota de fondo de éste.

- Los sondeos con toma de muestras pueden complementarse con sondeos sin recuperación de muestras, tales como sondeos de cono.

- Los sondeos sin recuperación de muestras NO reemplazan los sondeos con toma de muestras.

- En todos los casos se deben alcanzar las profundidades de exploración especificadas.

Exigencias de Análisis de Estabilidad

En el código de Barranquilla se exigen análisis de estabilidad de taludes. Para los análisis de estabilidad, se requiere analizar mínimo una sección por cada 100 metros longitudinales medidos sobre el rumbo del talud en la cresta, la mitad o el pie del talud, la distancia que sea mayor.

El análisis de estabilidad consiste en el cálculo de los factores de seguridad de las laderas o taludes utilizando sistemas internacionalmente aceptados de análisis, mediante el empleo de un programa de software.

Se deben analizar como mínimo 100 superficies de falla, incluyendo todos los modos de falla posibles. El análisis se debe presentar utilizando los sistemas de Bishop y Janbú.

Además, deben realizarse análisis de estabilidad para la situación inicial sin obras (para condiciones normales y extremas de agua subterránea y sismo), para la situación con obras normales y las mismas condiciones para la situación con obras de estabilización.

Se deben presentar además todos los análisis que se requieran de acuerdo a las características de movimientos de remoción en masa. Si se requiere, debe presentarse análisis de las deformaciones del suelo.

Se deben presentar análisis con parámetros efectivos de resistencia y condiciones de agua esperadas, así se hagan adicionalmente análisis con esfuerzos totales y resistencia no drenada.

Todos los parámetros utilizados para los análisis de estabilidad deben estar sustentados en ensayos de laboratorio de las muestras o ensayos de resistencia en campo.

Todos los factores de seguridad que se empleen para la evaluación de amenaza sin o con obras de estabilización, provendrán de análisis en términos de esfuerzos efectivos en el suelo con el nivel de aguas subterráneas superficiales.

Adopción de Mapas

Generalmente y en forma paralela a la adopción de un código, se elabora un mapa de zonificación de amenaza de deslizamientos.

El mapa debe ser la referencia del código y las limitaciones que se especifiquen pueden ser diferentes para cada una de las zonas. Es muy importante que los mapas que se adopten sean completos y confiables.

CLASIFICACIÓN DE LOS LOTES Y PROYECTOS

Los proyectos se clasifican en el código de acuerdo a su tamaño, a su potencial de riesgo y a los niveles de amenaza. Dependiendo de su clasificación pueden variar las limitaciones y exigencias.

A continuación se presentan las clasificaciones que se utilizan en el código de la ciudad de Barranquilla.

Clasificación por tamaño del proyecto (Barranquilla)

- Proyectos de tamaño grande: Son aquellos proyectos con un área total de construcción igual o superior a 3.000 metros cuadrados.

- Proyectos de tamaño mediano: Son aquellos proyectos con un área total de construcción entre 1.000 y 3.000 metros cuadrados.

- Proyectos de tamaño pequeño: Son aquellos proyectos con un área total de construcción inferior a 1.000 metros cuadrados.

Clasificación por potencial de riesgo del proyecto (Barranquilla)

- Potencial de riesgo A. Proyectos de uso socialmente sensitivo, tales como escuelas e instituciones de educación, instituciones hospitalarias, estaciones de bomberos, tanques de almacenamiento de agua, represas, subestaciones eléctricas, plantas telefónicas y otros servicios públicos básicos para la comunidad. Proyectos de vivienda o que involucren vivienda con densidad superior a 12 unidades por hectárea.

  Proyectos cuyo uso involucre reunión masiva de personas. Incluye centros deportivos con graderías, centros comerciales, iglesias, auditorios, etc.

  Se incluyen las instalaciones industriales y centros de trabajo con presencia ocasional o permanente de más de 60 personas por hectárea. Viaductos y proyectos de transporte masivo de personas.

- Potencial de riesgo B. Proyectos de uso medianamente sensitivo o que no involucran reunión masiva de personas (presencia permanente de menos de 60 personas por hectárea).

  Proyectos de vivienda o que involucren vivienda con densidad inferior a doce unidades de vivienda por hectárea. Vías de transporte terrestre.

- Potencial de riesgo C. Proyectos de uso socialmente no sensitivo o que no involucran presencia permanente de personas (presencia ocasional de menos de 60 personas por hectárea), tales como espacios deportivos sin graderías, parques de recreación pasiva, áreas peatonales de tránsito restringido de personas.

- Potencial de riesgo D. Proyectos socialmente no sensitivos, los cuales no involucran la presencia de personas. Proyectos lineales de servicios públicos, tales como redes eléctricas, ductos de agua, alcantarillado o gas, líneas telefónicas.

Clasificación por susceptibilidad o limitaciones geológicas y geotécnicas (Barranquilla)

Los proyectos deben clasificarse de acuerdo a la zonificación geológica y geotécnica del lote, de acuerdo al mapa de zonificación geotécnica o a un mapa de amenaza a deslizamientos.

- Proyectos sobre lotes con susceptibilidad alta a problemas geotécnicos. Proyectos que plantean construir parcial o totalmente sobre lotes clasificados como de susceptibilidad alta a problemas geotécnicos, de acuerdo al mapa de zonificación geotécnica.

- Proyectos sobre lotes con susceptibilidad media a problemas geotécnicos. Proyectos que plantean construir parcial o totalmente sobre lotes clasificados como de susceptibilidad media a problemas geotécnicos, de acuerdo al mapa de zonificación geotécnica.

- Proyectos sobre lotes con susceptibilidad normal a problemas geotécnicos. Proyectos que plantean construir parcial o totalmente sobre lotes clasificados como de susceptibilidad normal a problemas geotécnicos, de acuerdo al mapa de zonificación geotécnica.

Clasificación por nivel de amenaza geotécnica del lote (Barranquilla)

Todos los proyectos deben clasificarse por nivel de amenaza geotécnica del lote, de acuerdo a las características geológicas y geotécnicas y a la inclinación de la ladera, en la forma como se indica en los siguientes artículos.

- Nivel de amenaza normal. Son terrenos "geológicamente estables" donde las amenazas de movimientos naturales en masa son mínimas o no existen.

  Los factores de seguridad en los análisis de estabilidad de taludes con nivel de agua subterránea superficial son superiores a 1.6 para condiciones estáticas y a 1.2 para condiciones seudoestáticas con eventos sísmicos con aceleración a nivel de roca de 0.1g.

- Nivel de amenaza media. Son terrenos clasificados de acuerdo a la geología como "relativamente inestables", y en los cuales

Tabla 12.3 Determinación de la categoría geotécnica de un proyecto en el código de laderas de Barranquilla-Colombia.

Susceptibilidad o Limitaciones Geológicas y Geotécnicas	Tamaño del Proyecto		
	Grande	Mediano	Pequeño
ALTA	I	I	II
MEDIA	I	II	III
NORMAL	II	III	III

Potencial de Riesgo	Tamaño del Proyecto		
	Grande	Mediano	Pequeño
A	I	I	I
B	I	I	II
C	I	II	III
D	II	III	III

Nivel De Amenaza Geotécnica	Tamaño del Proyecto		
	Grande	Mediano	Pequeño
ALTA	I	I	I
MEDIA	I	I	I
NORMAL	II	III	III

para realizar la construcción de obras es necesaria la ejecución previa de trabajos que preserven su estabilidad o se establecen condicionantes para el manejo del terreno, orientados a conservar o mejorar su estabilidad natural.

Los factores de seguridad en los análisis de estabilidad de taludes con nivel de agua subterránea superficial son superiores a 1.2 e inferiores a 1.6 para condiciones estáticas y/o superiores a 1.0 e inferiores a 1.2 para condiciones seudoestáticas con eventos sísmicos con aceleración a nivel de roca de 0.1g.

- Nivel de amenaza alta. Se trata de terrenos clasificados como "inestables" en los cuales no se debe adelantar ninguna obra de construcción, debido a que presentan riesgos altos para la vida y bienes de la comunidad, además su recuperación es muy compleja o demasiado costosa. Se deben destinar a zonas verdes, reforestación o a tratamientos especiales a largo plazo.

  Los factores de seguridad en análisis de estabilidad de taludes con nivel de agua subterránea superficial, son inferiores a 1.2 para condiciones estáticas e inferiores a 1.2 para condiciones seudoestáticas con eventos sísmicos con aceleración a nivel de roca de 0.1g.

Clasificaciones de la categoría geotécnica del proyecto (Barranquilla)

En el código de laderas de la ciudad de Barranquilla la categoría geotécnica de un proyecto es la más exigente (en orden Categoría I, Categoría II y Categoría III), resultante del análisis de la tabla 12.3.

Si al realizar los estudios de acuerdo a la categoría geotécnica del proyecto se detecta que el nivel de amenaza es superior al supuesto inicialmente, se requiere complementar los estudios para cumplir con los exigidos para la categoría geotécnica del proyecto.

SOLICITUD DE PERMISOS

En los códigos se dedica gran parte de su extensión a detallar los procesos y formatos de solicitud de permisos para la ejecución de los proyectos. Algunos códigos le dan prioridad a los procesos para obtener los permisos y una importancia menor a la parte técnica.

Información del Proyecto para la Solicitud de Permisos

Se especifica con frecuencia la información que se exige para la solicitud de un permiso de construcción o desarrollo de un proyecto.

Ejemplo: Barranquilla

Se exige que la solicitud de permiso incluya la siguiente información:

- Tamaño y localización del proyecto.
- Descripción del proyecto y el uso de la tierra, que de acuerdo al conocimiento del Geólogo, el propietario plantea darle al área.
- Clasificación del proyecto de acuerdo a los niveles potenciales de riesgo indicados en las presentes normas técnicas.
- Objetivos y nivel de investigación.
- Listado y descripción de los estudios geológicos anteriores realizados en el lote o en el área estudiada, los cuales fueron revisados por el Geólogo para realizar el estudio.
- Si el nivel de investigación varía dentro del área estudiada, describir en el texto y señalar en los mapas las áreas de concentración o exclusión de la investigación.
- Descripción de las condiciones fisiográficas generales del área y su relación con las características topográficas.
- Descripción de la situación geológica general del área, indicando los problemas de la zona.
- Descripción de las condiciones generales de la superficie del terreno y de las aguas subterráneas.

LIMITACIONES A LAS EDIFICACIONES SOBRE LADERA

La mayoría de los códigos especifican una serie de limitaciones para las construcciones sobre ladera.

Ejemplo: Barranquilla

Por ejemplo en la ciudad de Barranquilla el código impone las siguientes limitaciones:

- No se permite la construcción de edificaciones para proyectos de CATEGORÍA GEOTÉCNICA I y potencial de riesgo A sobre taludes o laderas con pendiente natural original del terreno superior al 27% (Ángulo de inclinación con la horizontal superior a 15º).
- No se permite la construcción de edificaciones para proyectos de CATEGORÍA GEOTÉCNICA II y potencial de riesgo A sobre taludes o laderas con pendiente natural original del terreno superior al 36% (Ángulo de inclinación con la horizontal superior a 20º).
- No se permite la construcción de edificaciones para proyectos de CATEGORÍA GEOTÉCNICA III y potencial de riesgo A sobre taludes o laderas con pendiente natural original del terreno superior al 47% (Ángulo de inclinación con la horizontal superior a 25º).
- Para todas las edificaciones (TODAS LAS CATEGORIAS) deberán implementarse cimentaciones profundas o sótanos, empotradas en el manto portante de material firme.
- La longitud de empotramiento en el manto portante obedece al diseño de cimentación del proyecto. En todo caso, esta no deberá ser inferior a 2.0 metros.

- Cualquier tipo de corte realizado para el proyecto deberá confinarse inmediatamente con un sistema de contención.

- Sólo se permitirá la colocación de rellenos para la conformación de terrazas, a alturas inferiores a 0.3H, medidos desde el pie del talud y debidamente confinados con estructuras de contención diseñadas para tal fin.

- No se permite la construcción de edificaciones sobre rellenos en ladera.

- No se permiten estructuras con diseño DMI (capacidad de disipación mínima de energía) en laderas con pendiente ≥ 15º.

AISLAMIENTOS O ZONAS DE PROTECCIÓN ("Setbacks")

Los aislamientos son áreas junto al pie o corona de taludes o laderas, en las cuales no se permite la construcción de edificaciones. Estas zonas, generalmente se destinan como áreas de protección contra los deslizamientos, la erosión o las inundaciones.

Eventualmente se permite la construcción de obras de servicios públicos en las zonas de aislamiento. Generalmente, los aislamientos corresponden a la franja mínima de terreno medida horizontalmente desde el pie o corona del talud hasta el sitio donde no se permiten construcciones.

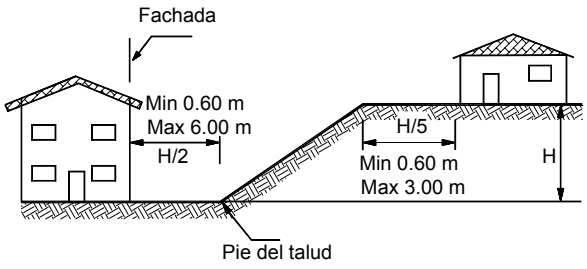


Figura 12.2 Aislamientos exigidos en el "Uniform Building Code" de los Estados Unidos (International Conference of Building Officials, 1991).

Este aislamiento evita la construcción de estructuras en áreas de amenaza grave ante eventos de origen geológico, geotécnico, sísmico o hidráulico y sirve como zona de amortiguación para realizar las adecuaciones ambientales que sean necesarias (zonas de arborización y protección urbana, etc.).

Ejemplo: Santa Bárbara County, California. En Santa Bárbara County se exige que los aislamientos en taludes con pendiente superior a 3H:1V, se realicen de acuerdo al Código Unificado de Construcciones de los EE.UU. ("Uniform Building Code"), pero pueden ser aumentados por los oficiales locales.

El "Uniform Building Code" exige aislamientos de H/5 de la altura en la corona del talud y de H/2 en el pie de los taludes (Figura 12.2).

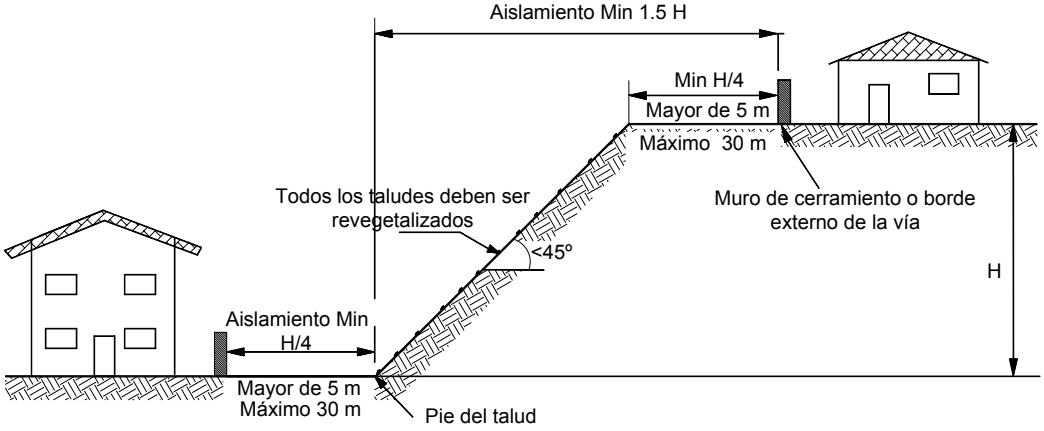


Figura 12.3 Aislamientos mínimos para la corona de los taludes con pendiente superior a 45º de acuerdo al código de Bucaramanga – Colombia.

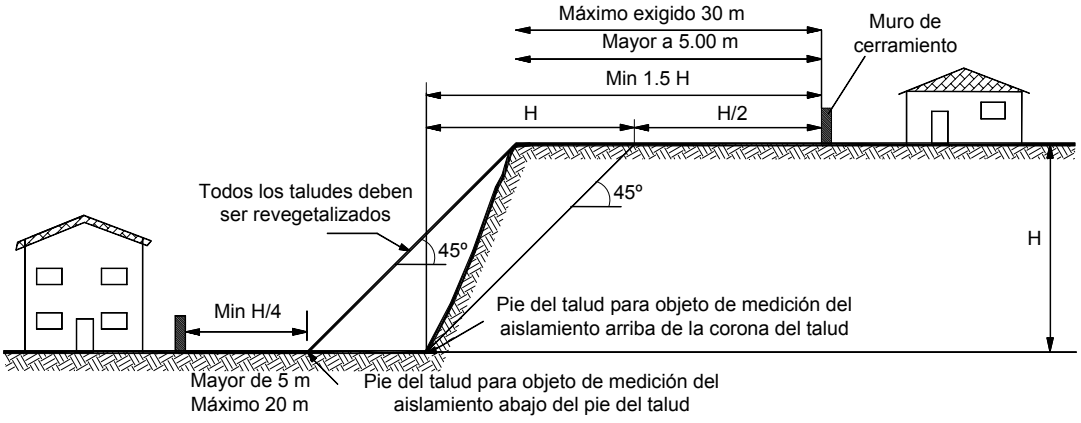


Figura 12.4 Aislamientos mínimos para el pie de taludes con pendiente superior a 45º de acuerdo al código de Bucaramanga – Colombia.

En el Santa Barbara County no se permite la construcción de edificios sobre laderas con pendiente igual o superior a 2H:1V.

Igualmente, no se permite la cimentación de un edificio sobre una ladera a menos que se presente un diseño de la cimentación por parte de un ingeniero autorizado.

Ejemplo: Rochester Hill, Michigan
El aislamiento se define de acuerdo a la pendiente del talud:

- Aislamiento de 5.0 metros de la cabeza de un talud moderadamente fuerte (Pendiente del 20% a 25%).
- Aislamiento de 9.0 metros de la cabeza de taludes con pendientes del 25 a 40%.
- Aislamiento de 18.0 metros de la cabeza de taludes con pendientes de más del 40%.
- Aislamiento de 5.0 metros del pie de un talud de pendiente de 25 a 40%
- Aislamiento de 9.0 metros del pie de los taludes de más del 40% de pendiente.

Ejemplo: Kern County

- En la cabeza de los cortes: 1/5 de la altura vertical del talud.
- En la cabeza de los rellenos: 1/2 de la altura del talud.
- En el pie de un relleno: 1/2 de la altura del talud.
- El oficial puede exigir aislamientos adicionales.

Ejemplo: Bucaramanga, Colombia
Aislamientos en edificaciones localizadas arriba de la corona de un talud o ladera. De acuerdo con la pendiente del talud o ladera se puede estimar la distancia de aislamiento de la siguiente forma (Figura 12.3):

Pendiente el terreno superior a 45°
Aislamiento mínimo medido desde el pie del talud = 1.5H

Donde
H= Altura del talud
En todos los casos el aislamiento de la corona del talud debe ser superior a 5.0 metros.

El aislamiento máximo exigido medido desde la corona del talud será de 30 metros a menos que los estudios de estabilidad de taludes exijan aislamientos mayores para garantizar los factores de seguridad superiores a 1.5.

Pendiente del terreno entre 30° y 45°
Aislamiento mínimo medido desde la corona del talud = H/4.

En todos los casos el aislamiento de la corona del talud debe ser superior a 5.0 metros.

El aislamiento en edificaciones localizadas arriba de la corona de un talud o ladera, no se exigirá en taludes de altura total o inferior a 5.0 metros, si se construye un muro de contención en estructura rígida (concreto simple, ciclópeo o reforzado, o pantalla atirantada). Su altura debe ser igual o superior a la altura total del talud y la pendiente general del terreno abajo del pie y arriba de la cabeza del muro, no es superior a 3% en una longitud superior a 3 veces la altura del muro.

Este muro debe diseñarse con factores de seguridad a deslizamiento y a volcamiento superiores a 1.5. El aislamiento mínimo de los proyectos localizados abajo del pie del talud es el siguiente (Figura 12.4):

Aislamiento del pie del talud = H/4

Donde:

H = Altura del talud

En todo los casos el aislamiento mínimo del pie del talud debe ser superior a 5 metros.

El aislamiento máximo exigido medido desde el pie del talud será de 20 metros, a menos que los estudios de estabilidad de taludes exijan aislamientos mayores para garantizar los factores de seguridad superiores a 1.5.

En los taludes con pendiente del terreno superior a 45º (1H:1V), para la medición del aislamiento en edificaciones localizadas debajo de la base o pie del talud, se considera que el pie del talud se encuentra localizado en la proyección de la línea de pendiente de 45º (1H:1V) trazada desde la cabeza del talud, independientemente de que existan o no estructuras de contención.

Igualmente, el aislamiento en edificaciones localizadas abajo de la base o pie del talud no se exigirá en taludes en condiciones similares a las específicadas para aislamientos en edificaciones arriba de la corona de un talud o ladera, mencionados anteriormente.

Aislamientos de los cortes cerca a límites de propiedad (Bucaramanga)

Cuando se realice un corte cerca al límite de propiedad de un predio, el pie de la excavación provisional o definitiva se deberá separar una distancia mínima del límite de propiedad arriba de la corona del talud (Figura 12.5).

Aislamiento mínimo entre el límite de propiedad y el pie del corte = 1.0H

Donde:

H = Altura o profundidad del corte.

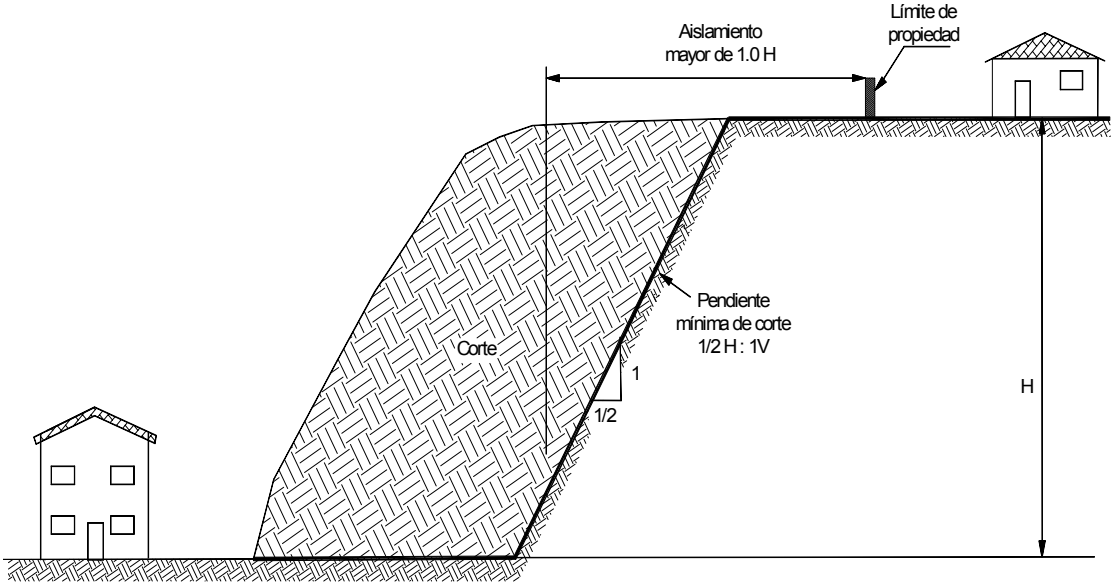


Figura 12.5 Aislamientos que se requieren para cortes cerca a límites de propiedad, en Bucaramanga- Colombia.

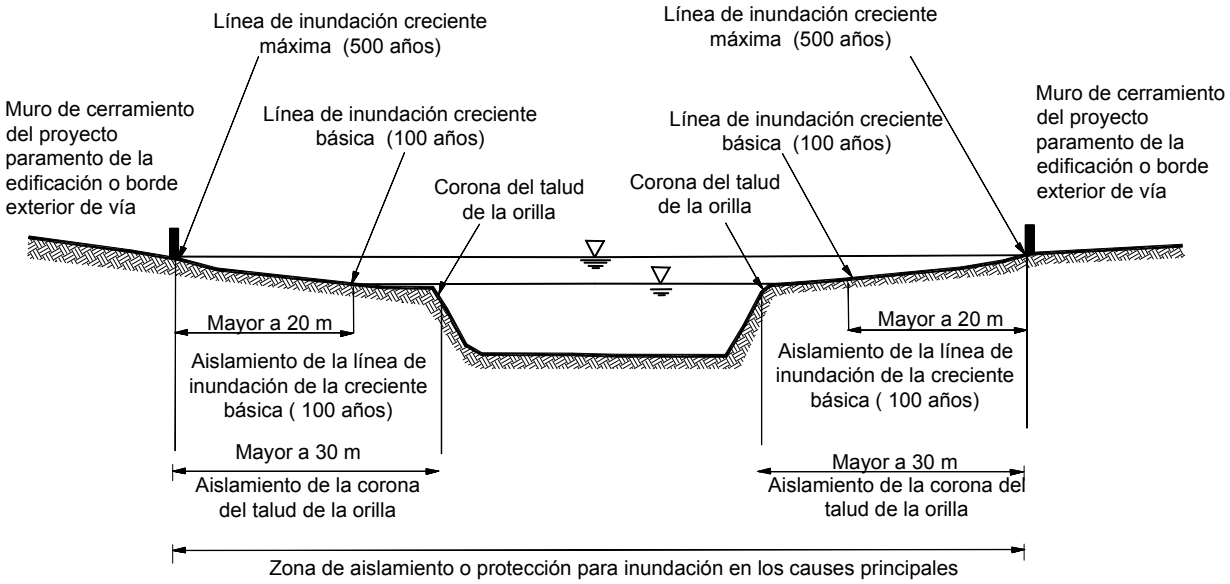


Figura 12.6 Aislamientos que se requieren cerca a cauces de corrientes de aguas en Bucaramanga-Colombia

la autorización.

Este aislamiento debe ser realizado independientemente de que se construyan o no estructuras de contención. Este aislamiento no se aplica para las excavaciones de sótanos de edificios en lotes en áreas desarrolladas, siempre y cuando se construyan las obras de contención requeridas para garantizar la estabilidad de los lotes vecinos, durante y después de la construcción.

Aislamientos cerca a cauces o corrientes de agua (Bucaramanga)

Los aislamientos mínimos entre los proyectos y los cauces de los ríos, quebradas o corrientes, son los siguientes (Figura 12.6):

El aislamiento o zona de protección entre el proyecto y los cauces principales debe ser superior en todos los casos a la mayor de las siguientes distancias:

- A más de 30 metros de la corona del talud actual del cauce general del río. Este aislamiento debe mantenerse en todos los casos, independientemente de que se construyan diques u obras para el control de erosión y/o de inundaciones.

- A más de 20 metros de la línea de avance proyectada de la erosión del río para un período de 100 años, de acuerdo al criterio de la autorización.

- Esta restricción no se tendrá en cuenta si previamente a la construcción del proyecto se construyen las obras mínimas requeridas.

Ejemplo: Spokane County

- Para una estructura en la base de un talud, el aislamiento debe ser mayor a 1/2 la altura del talud. El aislamiento debe medirse de la fachada de la edificación al pie del talud (Figura 12.7).

- Para una estructura en la cabeza de un talud el aislamiento debe ser mayor a 1/3 de la altura del talud. En este caso el aislamiento se mide desde el cimiento a la cara del talud.

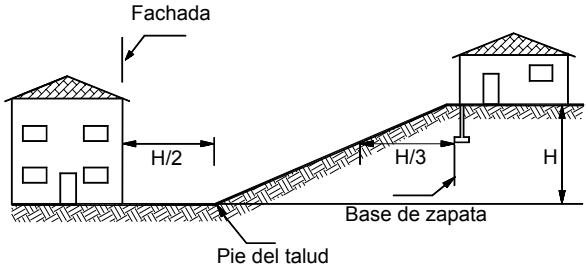


Figura 12.7 Aislamientos en Spokane County y City of Liberty Lake.

- Si la pendiente del talud es superior a 1H:1V, para determinar el aislamiento se traza una pendiente imaginaria o se determina un pie imaginario dependiendo de la localización de la estructura (Figuras 12.8 y 12.9).

Si la estructura está cerca del pie, se traza desde la cabeza del talud una pendiente imaginaria de 45 grados para determinar el pie desde el cual se mide el aislamiento. Si la estructura se encuentra cerca de la cabeza del talud se traza desde el pie una pendiente imaginaria.

Ejemplo: Ciudad de Calabasas

En la ciudad de Calabasas se especifican aislamientos para construcciones adyacentes o sobre pendientes superiores a 3H:1V.

- Aislamientos para taludes ascendentes. En general los edificios abajo de los taludes deben colocarse a suficiente distancia del pie del talud para proveer protección del drenaje del talud, la erosión y los deslizamientos.

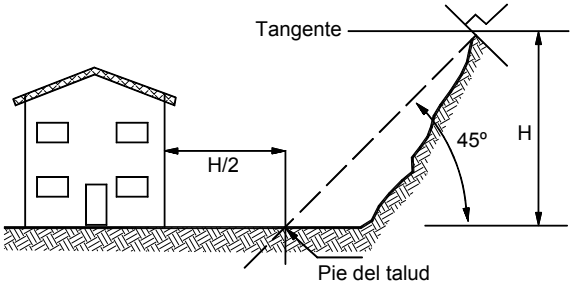


Figura 12.8 Aislamientos del pie de un talud en Spokane County y City of Liberty Lake para pendientes superiores a 45 grados.

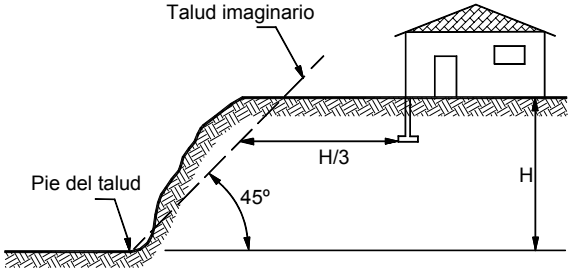


Figura 12.9 Aislamientos de la cabeza de un talud en Spokane County y City of Liberty Lake para pendientes superiores a 45 grados.

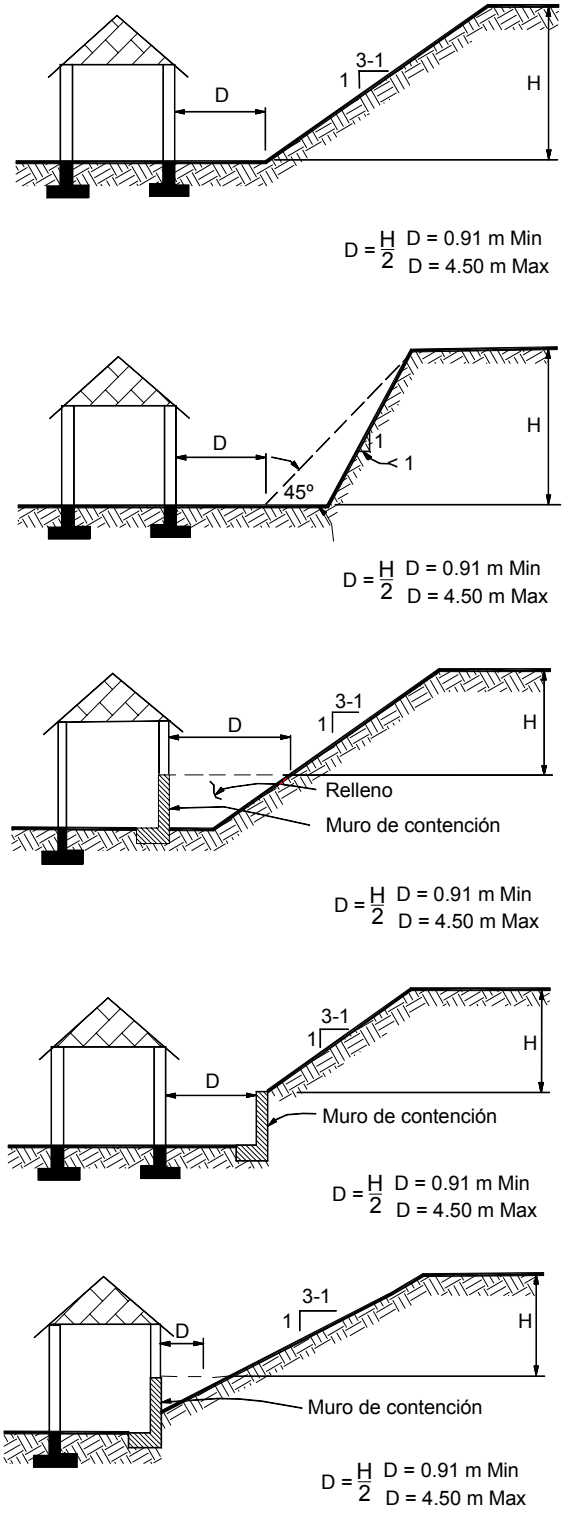


Figura 12.10 Aislamientos para taludes ascendentes en la ciudad de Calabasas y en Los Angeles County.

Donde el talud en una pendiente es mayor a 1H:1V se asume que el pie del talud se encuentra en la intersección de una línea horizontal desde la corona de la cimentación y una línea de 45° desde la corona del talud.

Cuando existe un muro de contención en el pie del talud, la altura del talud debe ser medida desde la corona del muro hasta la corona del talud (Figura 12.10).

- Aislamientos para taludes descendentes. La cimentación adyacente al talud debe colocarse sobre material firme con una profundidad y aislamiento de la superficie del talud suficiente para proveer su aporte vertical y lateral sin asentamientos excesivos.

  Cuando la pendiente es mayor que 1H:1V, el aislamiento debe medirse desde una línea imaginaria a 45° con la horizontal proyectada hacia arriba del pie del talud (Figura 12.11).

- Aislamientos en piscinas. Los aislamientos para piscinas deben ser iguales a la mitad de los aislamientos para cimentaciones (Figura 12.12).

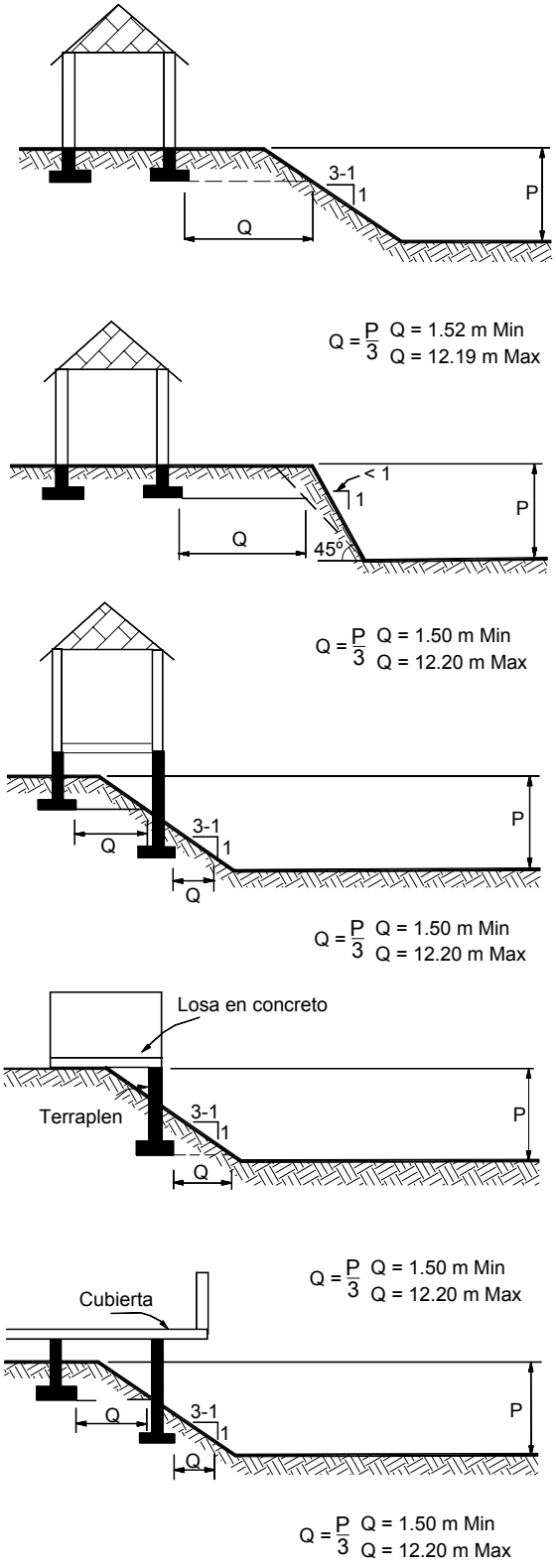


Figura 12.11 Aislamientos para taludes descendentes en la ciudad de Calabasas y en Los Ángeles County.

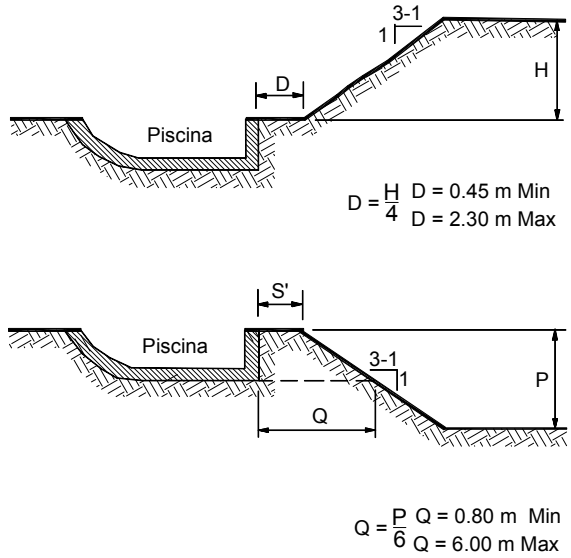


Figura 12.12 Aislamientos para piscinas en la ciudad de Calabasas y en Los Ángeles County.

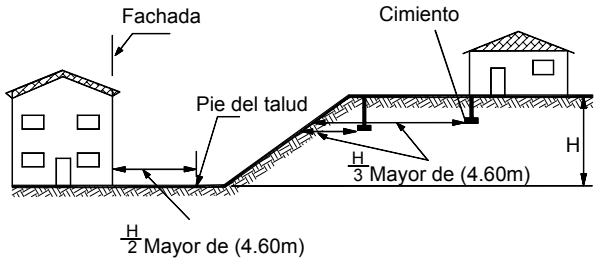


Figura 12.13 Aislamientos que se exigen en las construcciones en la ciudad de Los Angeles.

Ejemplo: Ciudad de Los Ángeles

La localización de edificios y estructuras cerca o sobre taludes con pendiente superior a 3H:1V, debe realizarse de acuerdo a los requisitos del Código de Laderas de Los Ángeles. Los requerimientos de aislamientos se muestran en la figura 12.13.

Las distancias se miden hasta el contacto suelo-roca o hasta la superficie del talud si existe un relleno debidamente aprobado.

- El aislamiento de edificios de un talud ascendente con pendiente 3H:1V, debe ser de mínimo la mitad de la altura del talud (Figura 12.14).

- El aislamiento de un edificio de un talud descendente debe ser de al menos la tercera parte de la altura del talud (Figura 12.14).

- El aislamiento de edificios junto a taludes ascendentes donde la pendiente es mayor de 1H:1V, se mide desde una línea de talud imaginaria con pendiente de 45° (Figura 12.15).

El aislamiento de taludes descendentes con pendientes superior a 1H:1V, se mide de una línea imaginaria a 45° con la horizontal.

- Se permite la colocación de rellenos compactados contra muros de contención para crear el aislamiento. Estos rellenos deben ser debidamente aprobados por la autoridad competente.

- Para taludes ascendentes donde hay muros de contención debidamente aprobados, el aislamiento se puede medir desde el muro de contención. En este caso la altura del talud es la altura total incluyendo el muro de contención.

- Se permiten aislamientos diferentes de acuerdo a recomendaciones de un Ingeniero Geotecnista debidamente licenciado, siempre y cuando el estudio geotécnico haya sido aprobado por la autoridad competente.

- Los aislamientos en piscinas se deben mantener de acuerdo a como se ilustra en la figura 12.16. Los aislamientos en piscinas deben ser de la mitad de los aislamientos exigidos para edificios.

Aislamientos que Deben Cumplir los Pozos Sépticos

Los pozos sépticos y áreas de infiltración de aguas servidas son parte de la legislación en algunos códigos de laderas.

En la tabla 12.4 se muestra un ejemplo de los aislamientos requeridos para pozos sépticos (Tabla 12.4).

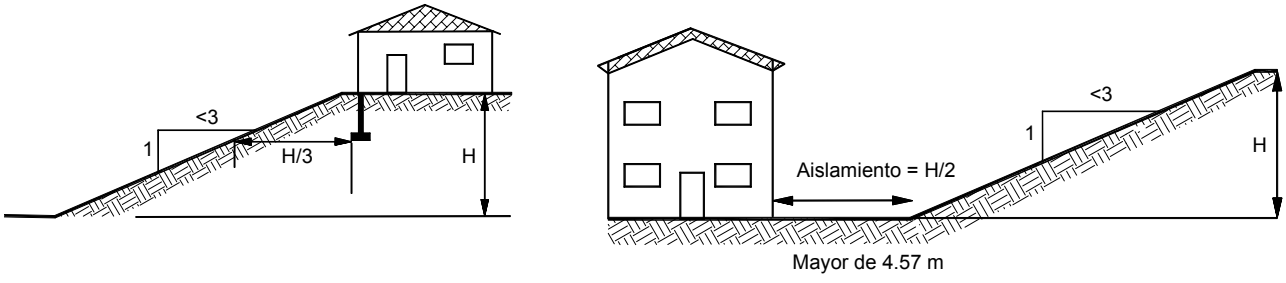


Figura 12.14 Aislamientos para taludes ascendentes y descendentes en la ciudad de Los Angeles.

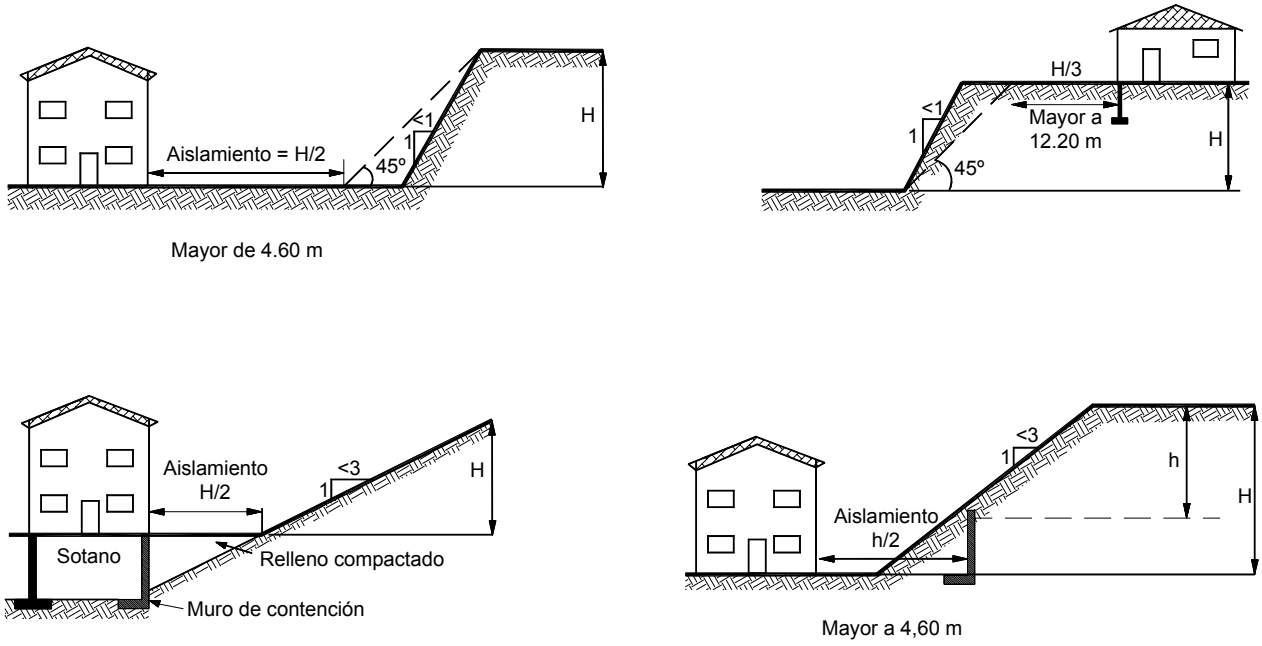


Figura 12.15 Medición de aislamientos en la ciudad de Los Ángeles.

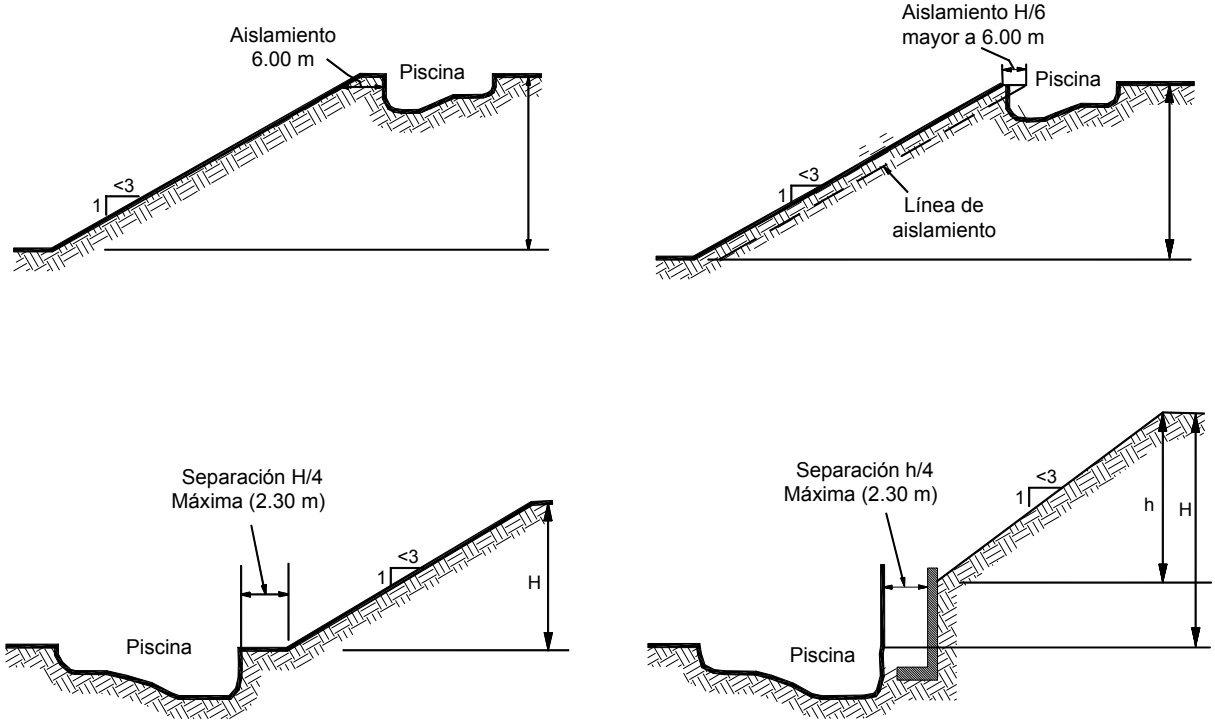


Figura 12.16 Aislamientos para piscinas en la ciudad de Los Ángeles.

CARACTERISTÍCAS DE LOS CORTES Y RELLENOS

Otro elemento fundamental en la mayoría de los códigos es la especificación de pendientes de los taludes, tanto en corte como en relleno (Scullin, 1983) (Figura 12.17). Igualmente se especifican algunos detalles constructivos como terrazas y obras de drenaje superficial y subterráneo.

Ejemplo: Barranquilla
En todos los casos donde se plantee realizar cortes que cubran un área de más de 100 m² y profundidades de más de 1.0 metro, debe presentarse un programa de manejo de cortes incluyendo la siguiente información:

- Un plano mostrando las líneas de nivel de los cortes propuestos, las pendientes de los cortes, y las líneas de drenaje de las aguas de escorrentía, durante la obra y después de la construcción.

- Diseño y especificaciones del sistema de manejo de la erosión y retención de sedimentos producidos durante la construcción de la obra.

Conformación de taludes
El diseñador deberá analizar y diseñar las condiciones geométricas de conformación de los taludes (pendientes, alturas, bermas, delimitación de zonas de corte y/o relleno, muros de contención

Tabla 12.4 Ejemplo de aislamientos que se requieren a los pozos sépticos y áreas de infiltración de aguas servidas.

Aislamientos Mínimos que Deben Cumplir los Pozos Sépticos		
Elemento a Aislarse	**Detalle**	**Aislamiento en Metros**
Aislamientos de edificaciones o lotes vecinos	Campo de infiltración arriba del edificio o lote.	6
	Campo de infiltración abajo del edificio o lote.	3
Tubería de agua		3
Canal de agua	Canal de agua. Campo de infiltración talud arriba del canal.	300
	Canal de agua. Campo de infiltración talud abajo del canal	20
Tubería de gas		3
Tanque subterráneo de agua		15
Sumidero de agua lluvia		6
Piscina		6
Corte o escarpe con pendiente superior a 3H:1V		15
Represa de agua potable		300
Represa de agua no potable		60
Cañada o río		60
Corriente de agua que alimente acueducto		100

y demás obras complementarias) como parte integral del proyecto. La pendiente o inclinación proporcionará estabilidad al talud para un factor de seguridad estático superior a 1.4 y servirá como mecanismo de regulación de la velocidad del agua sobre el talud para el control de los problemas erosivos. Dependiendo de la altura y pendiente de conformación del talud, se debe considerar el diseño de bermas intermedias, con el fin de disminuir la longitud de recorrido del agua a lo largo del talud y dividir la escorrentía en volúmenes fácilmente manejables. Por tal razón, deberán diseñarse con pendiente fuerte lateralmente hacia el interior del talud (mayor de 5%), en donde se proyectará una cuneta interceptora para facilitar el drenaje y evitar el desborde de la escorrentía.

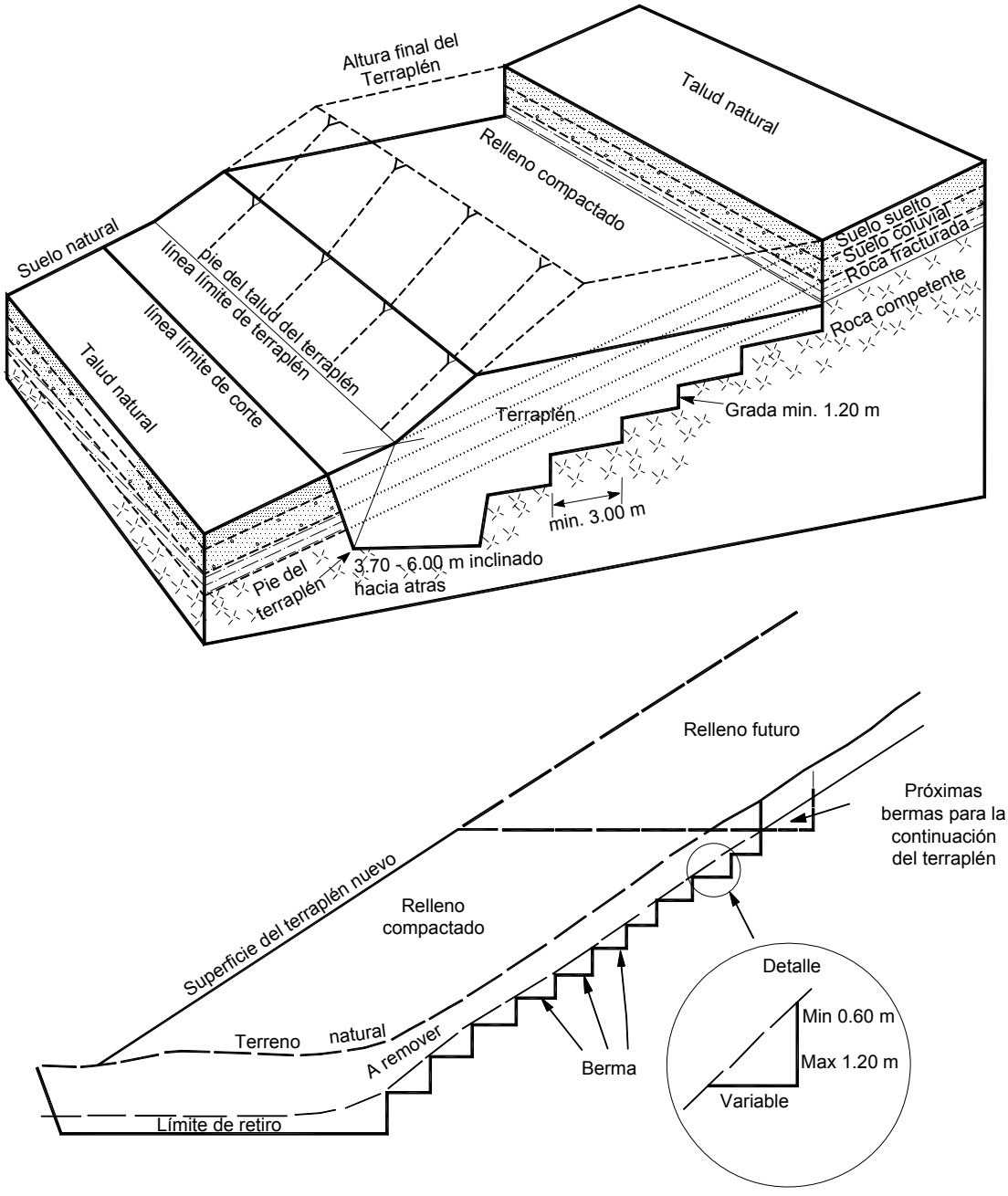


Figura 12.17 Procedimiento de cimentación especificada para rellenos en Orange County y recomendación de Scullin (1983).

Pendientes y bermas mínimas
Los taludes en corte no deben tener una pendiente superior a 3/4H:1V, salvo que estén en roca firme y sin problemas de posibles fallas en cuña o planares, o que estén reforzados.

Los taludes en relleno no deben tener pendientes superiores a 1.5H:1V excepto que estén reforzados.

En taludes con alturas mayores a 8.0 metros, se deberán diseñar bermas intermedias con ancho mínimo de 2.0 metros

Ejemplo: Kern County
Cortes

- Las pendientes no pueden ser superiores a 2 H:1V
- Deben proveerse drenajes y terrazas intermedias.

Rellenos

- Las pendientes no pueden ser superiores a 2H:1V
- Se debe terracear la cimentación del relleno hasta la roca o suelo competente. Esta terraza debe tener en la base del relleno mínimo 3.0 metros de ancho.
- Deben eliminarse los sobretamaños de más de 30 centímetros de diámetro.

Ejemplo: Santa Barbara County
Cortes

- Las pendientes no deben ser superiores a 1.5 H:1V
- No se permite la realización de excavaciones en forma suficientemente cercana al límite de propiedad, sin que se soporte y proteja esa propiedad contra asentamientos, agrietamientos u otros daños.
- No se permiten pendientes superiores al buzamiento del plano de estratificación de la formación geológica.
- Deben construirse terrazas o bermas cada 8.0 metros.
- La cabeza del corte debe aislarse del derecho de vía de las carreteras 1/5 de la altura vertical del corte.

Rellenos

- No se permiten pendientes superiores a 2H:1 V
- En rellenos superiores a 30 metros, se requieren terrazas o bermas totalmente impermeabilizadas con ancho mínimo de 10 metros cada 30 metros.
- En rellenos superiores a 8.0 metros, se requieren bermas de 2.5 metros de ancho cada 8.0 metros.
- No se permiten rellenos sobre taludes naturales con pendiente en el pié de rellenos de más de 2H:1V

Requisitos para la Compactación de Rellenos

Los procedimientos de construcción y compactación de los taludes en relleno se especifican con frecuencia en los códigos de laderas.

Ejemplo: Santa Barbara County

- El terreno natural se debe preparar removiendo todos los materiales incompetentes.
- Deben construirse terrazas para la cimentación de los rellenos de mínimo 3.0 metros de ancho.
- No se permite colocar bloques de roca de más de 6 pulgadas de diámetro.
- El espesor de las capas no debe ser de más de 6 pulgadas de espesor o la que sea aprobada por el ingeniero geotecnista.
- Todos los rellenos deben compactarse a densidades superiores al 90% de la densidad obtenida en el ensayo ASTM 1557.

Ejemplo: Barranquilla
En todos los casos donde se plantee construir rellenos que cubran un área de más de 100 metros cuadrados o más de un metro de espesor, debe presentarse un programa de manejo de rellenos, incluyendo la siguiente información:

- Perfil geotécnico respaldado por sondeos o apiques del suelo sobre el cual se plantea colocar los rellenos, indicando la información sobre las características de resistencia y compresibilidad del suelo y la posición de los niveles freáticos.

- Un plano indicando las zonas de corte y relleno con sus respectivos espesores y pendientes y las líneas de drenaje de aguas de escorrentía proyectadas. En este mismo plan se deben indicar las áreas que requieren protección durante la construcción de las obras.

- Diseño y especificaciones del sistema de manejo y retención de sedimentos producidos durante la construcción de la obra.

- Diseño y especificaciones de los rellenos, indicando el sistema de control de calidad a utilizar.

- Nombre del profesional especialista, quien será responsable del control de las operaciones de los cortes y el control de calidad de los rellenos.

En todos los casos de relleno se deben cumplir los siguientes requerimientos:

- Los rellenos en zanja y en zonas en las cuales no se va a cimentar estructuras, deberán ser conformados con material seleccionado tipo afirmado, que cumpla con las especificaciones establecidas en la norma INVIAS.

  Este material deberá ser colocado en capas horizontales y de espesor uniforme, las cuales serán lo suficientemente reducidas para que con los equipos disponibles se obtenga el grado de compactación.

  La densidad debe ser no menos del 95% de la máxima obtenida en el ensayo Proctor Modificado.

- Los rellenos sobre los cuales se cimentarán estructuras, deberán ser conformados con material seleccionado tipo sub-base, que cumpla con las especificaciones establecidas en la norma INVÍAS. Deberá ser colocado en capas horizontales y de espesor uniforme, las cuales serán lo suficientemente reducidas para que con los equipos disponibles se logre obtener el grado de compactación. La densidad debe ser no menos del 95% de la máxima obtenida en el ensayo Proctor Modificado.

- Número mínimo de ensayos de densidad: uno por cada 250 metros cuadrados de material colocado.

Manejo de Residuos y Suelos Orgánicos

Ejemplo: Barranquilla
El proceso constructivo deberá contemplar entre otros los siguientes pasos:

- Remover todo el material orgánico, suelo suelto o cualquier otro material que no reúna la calidad suficiente para soportar el relleno y las estructuras que sobre él se coloquen.

- Colocar, extender y lograr la humedad óptima de compactación de acuerdo a ensayos de laboratorio.

- Compactar y escarificar el suelo con el equipo, espesor de capa y procedimiento adecuado hasta lograr la densidad requerida.

- Controlar mediante ensayos de campo que efectivamente se logró la densidad especificada.

- Si no se logra la densidad especificada, se debe escarificar y recompactar hasta obtenerla.

En todos los casos en donde existan suelos orgánicos y/o vegetación en el lote, se debe presentar un programa de manejo de los suelos orgánicos y vegetación existente en éste, incluyendo la siguiente información:

- Extensión, espesores y volúmenes de suelos orgánicos que se plantea remover.

- Sistema de almacenamiento de los suelos orgánicos durante la construcción de la obra.

- Plan de reutilización de los suelos orgánicos en la obra o en áreas por fuera de la obra.

- Descripción de la vegetación existente que se plantea remover.

- Plan de reutilización de la vegetación removida.

Bajo ningún aspecto se deberá considerar la exposición prolongada de un talud (más de 6 meses).

Programa de Manejo de Sedimentos

Ejemplo: Barranquilla
En todos los proyectos en donde se plantee la realización de cortes o rellenos que incluyan un área superior a 100 metros cuadrados, se debe presentar un plan de manejo de los sedimentos que se produzcan durante la construcción de la obra, incluyendo la siguiente información:

- Plano indicando las áreas, espesores y profundidades de rellenos y cortes.

- Plano indicando las líneas de drenaje de aguas de escorrentía durante la construcción de la obra.

- Diseño y especificaciones del plan de captura y manejo de los sedimentos que se producen por acción de la lluvia y la escorrentía durante la realización de la obra.

- Diseño y especificaciones del plan de control de erosión durante la construcción de la obra.

Cobertura Vegetal y Revestimiento de Taludes

Ejemplo: Barranquilla
Como obra complementaria para el control de aguas y la erosión superficial sobre el talud, se debe implementar un sistema adecuado de revegetalización de las áreas expuestas del talud.

El diseñador debe justificar el tipo de cobertura vegetal proyectada para el talud y las áreas de infiltración aledañas al mismo, teniendo en cuenta factores como características topográficas y geometría del talud (pendiente de conformación), suelos, adaptación, hábito de crecimiento, tolerancia a pisoteo, quemas, sequías y otras condiciones adversas. El diseño debe contemplar materiales a utilizar (tierra vegetal, semillas, estolones y/o cespedones, fertilizantes, etc.), el sistema de siembra, abono, protección durante la germinación y crecimiento y un programa general para su mantenimiento, incluyendo detalles generales en planos (cortes típicos, dimensiones, notas aclaratorias, etc).

El diseñador podrá utilizar otros tipos de revestimiento para el control y protección superficial de los taludes (concreto o mortero lanzado, anclajes, gaviones, etc.) siempre y cuando sean justificados y aprobados por la autoridad competente.

Requisitos Mínimos para la Excavación de Sótanos

Ejemplo: Barranquilla
En todos los proyectos donde se realicen excavaciones verticales o de alta pendiente para la construcción de sótanos u otro tipo de obras, se requiere construir obras para garantizar la estabilidad de los taludes producto de las excavaciones, de acuerdo a los siguientes criterios mínimos:

- Se debe realizar un estudio geotécnico y un estudio de estabilidad de laderas, de acuerdo a los requerimientos de las normas técnicas. El estudio de estabilidad de las excavaciones se exige para toda excavación de más de 1.50 metros de profundidad.

- Previamente a la iniciación de la excavación, se debe redactar y firmar un acta de estado de los lotes y/o las construcciones vecinas, conjuntamente con el propietario o propietarios de esas edificaciones o lotes.

- Se debe garantizar un factor de seguridad durante la construcción de la excavación superior a 1.2 para condiciones estáticas, de acuerdo al estudio de estabilidad de laderas en todos los casos.

- Se debe presentar un plan de construcción para el manejo de la excavación en el cual se garantice su estabilidad durante todas las etapas del proceso constructivo.

- Se deben diseñar y construir obras para garantizar la estabilidad de las excavaciones (factor de seguridad superior a 1.4), utilizando criterios de ingeniería internacionalmente aceptados y de acuerdo a las condiciones geológicas y geotécnicas del sitio. Estas obras pueden incluir pantallas ancladas, caissons de soporte lateral de excavaciones, tablestacados, muros construidos utilizando contención con lodo bentonítico, etc.

REQUISITOS DE LAS OBRAS DE DRENAJE, SUBDRENAJE Y ESTABILIZACIÓN

Ejemplo: Kern County

- Se exigen terrazas de mínimo dos metros de ancho cada 10 metros de altura.
- Para taludes de más de 20 metros de altura y menos de 40 metros se exige una terraza a mitad de la altura con 4.0 metros de ancho.
- Para taludes de más de 40 metros de altura se exigen diseños especiales por parte de un ingeniero geotecnista.
- Las terrazas deben tener una pendiente lateral de mínimo 5% y deben contener zanjas recubiertas en concreto reforzado con mínimo 10 centímetros de espesor.
- Deben construirse entregas o torrenteras para cada área de drenaje de hasta 700 metros cuadrados, entregando a drenajes aprobados.
- Deben construirse los subdrenes que se requieran para garantizar la estabilidad.
- Todas las áreas deben tener una pendiente de mínimo 2% hacia los drenajes.

Ejemplo: Barranquilla

Obras de drenaje

Dentro del diseño general de estabilización de taludes se debe contemplar sistemas de control de drenajes superficiales y subterráneos, los cuales sirven para la captación y conducción de las aguas, disminuyendo el efecto erosivo sobre el talud (fuerzas hidrostáticas desestabilizantes).

El drenaje superficial debe controlar el paso del agua de escorrentía sobre el talud, mediante el diseño de canales o cunetas interceptoras en concreto, tanto en la corona como en sitios intermedios (bermas) y pie del talud; una vez captadas es necesario conducirlas hasta los puntos de descarga, ya sea a colectores de aguas lluvias (previa revisión de su capacidad) o a cauces receptores, proyectando en su entrega las estructuras de protección y disipación de energía que sean necesarias.

El caudal de diseño de estas estructuras se debe calcular mediante el método racional, considerando un período de retorno igual o superior a 100 años, definiendo para cada caso en particular el área aferente de drenaje y un coeficiente de escorrentía acorde al tipo de cobertura y la permeabilidad del suelo. El dimensionamiento de las cunetas se estimará con base en el caudal de diseño transportado y las condiciones topográficas del terreno, garantizando un borde libre superior al 30% de la lámina de agua.

En todos los proyectos de desarrollo vial o urbanístico, las cunetas deberán tener como dimensionamiento mínimo 1.0 metro de ancho y 50 centímetros de profundidad, los cuales permiten facilidad de construcción y sección adecuada para la conducción del caudal de diseño y eventuales materiales depositados sobre la canaleta (basuras, tierra, etc.).

El diseño hidráulico debe proporcionar rangos de velocidades entre 2 y 5 m/seg., evitando de esta forma problemas de sedimentación (pendiente superior al 2%) y abrasión, respectivamente. En los cambios de alineamiento e intersección de varias canaletas deben diseñarse estructuras hidráulicas para el control y disipación del flujo (cajas o pozos de inspección), incluyendo los detalles respectivos en planos generales del proyecto.

El diámetro mínimo de los colectores requeridos por el transporte de aguas lluvias del sistema de canaletas será de 10 pulgadas, contemplando las especificaciones de cálculo definidas en las normas técnicas para diseño de alcantarillado.

Obras de subdrenaje

En todos los taludes donde exista amenaza de deslizamiento media o alta debido a la presencia de aguas subterráneas, se requiere la construcción de obras de control de aguas subterráneas.

Para el diseño de las obras de estabilización, se requiere realizar previamente un estudio de estabilidad de laderas, de acuerdo a los criterios de las normas técnicas.

Los estudios pueden determinar la necesidad de las siguientes obras:

- Sistemas de subdrenaje somero: Utilizado para la captación y transporte de aguas subterráneas en profundidades menores de 3.0 metros, entre los cuales se tienen los subdrenes o filtros interceptores y los drenes de pantalla. Para el diseño de las obras de subdrenaje somero se debe utilizar los criterios de la norma INVIAS número 673-02.

- Sistema de subdrenaje profundo: Para este tipo de control se utilizan los drenes horizontales o de penetración. Es un sistema de drenaje profundo utilizando tubería perforada de diámetro entre 2 y 3 pulgadas, tipo PVC, metálicas, etc., colocadas a través de una masa de suelo, mediante un alineamiento subhorizontal o ligeramente inclinada (pendiente de 5 a 20%), con la cual se abate el nivel freático hasta una altura que incremente la estabilidad del talud a los valores especificados.

- La separación, longitud y localización de los subdrenes estará condicionada a un estudio geotécnico y de estabilidad de laderas para determinar el régimen de aguas subterráneas. El dren deberá quedar normal a las líneas isopiezométricas dentro del acuífero (por lo menos 5.0 metros de nivel de agua) y por debajo de la zona fallada.

- La longitud del dren se podrá estimar de acuerdo con la altura del talud y la variación esperada en el nivel de abatimiento del nivel de agua, con valores mínimos de dos veces la altura del talud y longitudes que oscilan entre los 40 y 50 metros.

- Se recomienda que el espaciamiento entre subdrenes sea mínimo la mitad de la longitud de los drenes, el cual será optimizado en el período constructivo mediante el monitoreo permanente de piezómetros, donde se podrá medir el abatimiento del nivel de agua y definir la necesidad de un número mayor.

- Los drenes de penetración deben complementarse con un sistema de captación (cajas colectoras para cada subdrén) y conducción hasta los puntos de descarga permisibles (cauces o alcantarillados pluviales capacitados). Este tipo de subdrén requiere de un mantenimiento periódico, mediante la inyección de agua a presión para limpiar los orificios de drenaje y remover el material sedimentado alrededor de la tubería.

- Sistema de drenes de pantalla. El sistema de subdrenes de pantalla se usa principalmente como drenaje somero, en taludes donde el nivel de aguas subterráneas se encuentre por encima del pie del talud y no sea factible realizar el control de aguas únicamente con un filtro interceptor o de zanja.

- El dren de pantalla consiste en una gran bolsa de geotextil con cantos en su interior, de granulometría similar a la especificada para el filtro interceptor, sostenida por una pantalla estabilizadora en gaviones, de acuerdo con la topografía y características del afloramiento.

Criterios para el diseño de obras de control de aguas subterráneas:

- Si el nivel freático aparece por encima de la cota del pie del talud, se deben diseñar obras de drenaje somero y profundo.

- Si el nivel freático aparece a menos de 3.0 metros por debajo del pie del talud, se debe diseñar obras de drenaje somero.

- Si existe afloramiento de agua a la superficie del talud, se deben construir subdrenes de pantalla.

- Para cada caso particular se debe definir la localización de las obras en planta y perfil, incorporando los detalles típicos de los drenajes proyectados, especificaciones técnicas de los materiales a utilizar, metodologías constructivas y de mantenimiento de dichos sistemas, así como el diseño de las redes de conducción hasta los puntos de descarga permitidos, contemplando un dimensionamiento mínimo de 6 pulgadas y pendiente del 2%.

Obras mínimas de estabilización de taludes
Los taludes naturales o "artificiales" (por efecto de cortes o rellenos) que se presenten en un proyecto, deberán ser estudiados en forma integral con el fin de analizar los posibles agentes erosivos y las condiciones de estabilidad actual (taludes naturales) y futura; y proceder a definir y diseñar las obras de protección y estabilización de taludes que sean necesarias. En todos los casos se debe garantizar un factor de seguridad de 1.3, incluyendo los efectos sísmicos para una aceleración de 0.10 g.

El diseño de estabilización del talud consistirá básicamente en la definición de su geometría para las condiciones de seguridad permisible, las obras de protección superficial (empradización y otras), el control de las aguas superficiales y subterráneas (si las hubiere), las obras complementarias de estabilización requeridas para el proyecto (muros de contención, etc.), así como los procedimientos constructivos y de mantenimiento de las obras de control de erosión.

Los taludes en corte no deben tener una pendiente superior a 3/4H:1V, salvo que estén en roca firme y sin problemas de posibles fallas en cuña o planares, o que estén reforzados. Los taludes en relleno no deben tener pendientes superiores a 1.5H:1V, excepto que estén reforzados.

En todos los casos los taludes deben recubrirse utilizando vegetación u otro tipo de cobertura permanente y se debe construir las zanjas revestidas de corona, de pie e intermedias que se requieran con sus respectivas obras de entrega definitivas.

Estructuras de contención
Este tipo de estructura se debe utilizar para el control de erosión, la prevención y corrección de deslizamientos de tierra y para proteger obras aledañas a los taludes, tales como vías, edificaciones, terraceos de urbanizaciones en ladera, protección de riberas y en los sitios en los cuales el diseñador estime conveniente utilizar como parte integral de las obras de protección y estabilización de taludes de un proyecto determinado.

Para el análisis y cálculo de estas estructuras se deberá tener en cuenta las condiciones geotécnicas, topográficas y de drenaje de la zona, con el fin de conocer las posibles superficies de falla y las fuerzas actuantes en el talud, las cuales sirven de base para la selección del tipo de muro y su correspondiente diseño.

Obras mínimas de control de erosión
Ejemplo: Santa Bárbara County
Para tramitar el permiso de reconformación del terreno ("grading"), se exige un plan de control de erosión y sedimentos, el cual incluye los métodos, manejo de sedimentos, barreras de geotextil, trampas de sedimentos, lavallantas etc. y los sistemas de control de la erosión "mulches", hidrosembrado, revegetalización, tipos de semillas, fertilizantes, etc. Igualmente, se debe presentar el plan de mantenimiento de la vegetación.

Todos los taludes expuestos de más de 1.0 metro de altura deben cubrirse con vegetación en los 30 días siguientes a la exposición.

Se exige además un plan maestro de drenaje de acuerdo a los siguientes requisitos mínimos:

- Canales de drenaje de mínimo 1.0 metro de ancho y 30 centímetros de profundidad, revestidos en concreto, en la corona de todos los taludes con pendiente superior al 10%.

- Bermas o terrazas con canales de las mismas dimensiones en la corona de todo tipo de taludes en relleno.

- Entregas en concreto o metal de al menos 12 pulgadas de diámetro.

REQUISITOS PARA LAS VÍAS TERRESTRES

Ejemplo: Rochester Hills Michigan

- El alineamiento de las carreteras y vías debe seguir la topografía natural para minimizar la modificación de las condiciones del terreno, cumpliendo con las especificaciones de pendientes máximas de los estándares de la ciudad.

- El relieve del terreno y la cobertura vegetal debe protegerse de alteraciones hasta la máxima extensión posible.

- Todas las modificaciones del relieve deben ser compatibles con las formas del paisaje.

- Todos los cortes y rellenos deben redondearse para eliminar ángulos fuertes o cambios bruscos de pendiente en el pie, la cabeza y los lados de los taludes.

- Los ángulos de todas las pendientes no deben exceder el ángulo de reposo natural del suelo con excepción de las estructuras de contención.

- Las pendientes de los cortes y rellenos no deben ser superiores a 3H:1V (33%).

- La vegetación permanente debe sembrarse dentro de los tres días siguientes a la terminación de un corte o relleno.

- La revegetalización de los taludes debe completarse dentro de los siete días siguientes al inicio de su alteración.

- Se deben realizar las obras de control de erosión y de sedimentos de acuerdo a la legislación vigente.

- El suelo debe manejarse y guardarse en tal forma que se minimice la erosión y la sedimentación.

- Debe compactarse adecuadamente para asegurar el buen comportamiento de los rellenos.

- Se deben colocar marcas físicas para delinear los aislamientos de los taludes.

Ejemplo: Barranquilla

- Los botaderos de tierra deben hacerse en sitio semiplanos o en talud, de acuerdo con las exigencias para rellenos definidas en las normas técnicas. La pendiente superior de los botaderos debe ser hacia el talud arriba del relleno y debe sembrarse árboles, y empradizarse en todo el área del botadero.

- A lo largo de toda la vía y a ambos lados de esta, deben construirse cercas y muros, en tal forma que se impida el acceso de personas y el depósito de rellenos o basuras por parte de terceros.

Trazado vial

El trazado de la vía debe hacerse utilizando el alineamiento que tenga menos efecto negativo sobre la ocurrencia o aceleración de fenómenos erosivos, de acuerdo a los siguientes parámetros:

- Que tenga el menor volumen de cortes, rellenos y botaderos de residuos.

- Que se aleje de los focos existentes de erosión.

- Que intercepte la menor cantidad de área de escorrentía.

- Que produzca el menor número de puntos de concentración de aguas.

- Que no afecte el régimen de aguas subterráneas.

- Que tenga la menor área de taludes expuestos.

Las alternativas viales escogidas deben ser presentadas para revisión y aprobación por parte de la autoridad competente, en donde se analiza si el alineamiento puede afectar negativamente los procesos erosivos y las obras construidas para el control de la erosión.

Criterios de manejo zonas de corte de vías terrestres

Todos los cortes que se realicen deben cumplir con los siguientes requisitos:

- Sobre la corona del talud deberá diseñarse un control de aguas lluvias mediante cunetas revestidas en concreto.

- Deben diseñarse cunetas intermedias mínimo cada 4.0 metros de altura, así como cunetas en el pie del corte, proyectando las correspondientes entregas hasta los puntos de descarga permisibles (colector pluvial o cauce receptor).

- Las pendientes de los taludes deben ser tales que se garantice un factor de seguridad contra el deslizamiento superior a 1.3. La pendiente máxima permisible en cortes de vías terrestres es de 0.75 vertical a 1.0 horizontal (3/4H:1V).

- En todos los sitios en los cuales se detecte afloramiento de aguas subterráneas en el talud deben diseñarse y construirse las obras de control al respecto, como son subdrenes o filtros, pantallas interceptoras en gaviones y/o subdrenes de penetración horizontal.

- Los taludes se deben revegetalizar, presentando un diseño detallado sobre el diseño, construcción y mantenimiento de estos sistemas.

- En casos excepcionales, para los taludes con pendiente superior a 3/4H:1V, se analizará la posibilidad de diseñar y construir muros o pantallas ancladas de acuerdo con las normas y especificaciones de la autoridad competente.

- Se debe reforestar la totalidad del área de los taludes abajo y arriba de la vía desde las quebradas (si las hay) hasta la divisoria de aguas.

- Las estructuras cercanas a los taludes y cauces deberán conservar los aislamientos definidos en las normas.

Criterios de manejo de zonas de relleno en vías terrestres

Todos los rellenos sobre la superficie de los taludes deben cumplir con los siguientes requisitos:

- Los rellenos deben construirse sobre plataformas en corte bajando siempre a suelo natural. Estas plataformas deben tener un ancho superior a 3.0 m, y sobre el pie de estas gradas debe diseñarse y construirse en todos los casos, subdrenes para el control de aguas subterráneas con sus respectivas conducciones hasta los puntos receptores permisibles.

- En rellenos sobre taludes húmedos (nivel freático por encima del pie del talud), deben diseñarse drenes de pantalla y/o subdrenes de penetración.

- La pendiente máxima permitida para taludes en relleno de vías terrestres es de 1.5H:1V.

- Toda el área de los rellenos expuestos y en el talud hacia abajo hasta la quebrada principal (si la hay), debe revegetalizarse.

- Deben construirse cunetas revestidas en concreto en la corona, zonas intermedias (bermas) y pie de todos los rellenos, con sus respectivas conducciones hasta los puntos de entrega permisibles (colector pluvial o cauces).

- Todos los rellenos deben compactarse a densidades superiores al 90% de la máxima obtenida en el ensayo Proctor Modificado.

- Deben diseñarse y construirse todos los muros, subdrenes, anclajes, bermas, etc., que se requieran para garantizar la estabilidad del talud sobre el cual se coloque el relleno. Para el análisis y diseño del talud, se deben obtener factores de seguridad superiores a 1.3.

- No se permiten rellenos cerca de la corona de escarpes verticales o en zonas de deslizamientos activos.

Manejo de vías terrestres en zonas cercanas a cauces

Cuando la vía se encuentre a menos de 50 metros medidos horizontalmente desde el pie de los rellenos o corte hasta una quebrada principal, se deben cumplir los siguientes requisitos:

- Diseñar y construir un muro lateral de protección a todo lo largo de la quebrada.

- Diseñar y construir las obras de control de cauces que sean necesarias.

- Diseñar y construir filtros y subdrenes para el control de las aguas subterráneas.

Manejo de aguas de escorrentía

- El proyecto deberá incorporar el control de aguas lluvias mediante la captación, conducción y entrega de la escorrentía superficial.

- Los sitios de entrega deberán llevar el visto bueno de la autoridad competente.

- No se permite la entrega sobre áreas donde se puedan generar procesos erosivos o impactos ambientales negativos.

REFERENCIAS CAPÍTULO 12

CDMB (2005). "Normas Geotécnicas CDMB - Normas Técnicas para el Control de Erosión y para la Realización de Estudios Geotécnicos, Geotécnicos e Hidrológicos". 59p.p. Corporación de la Defensa de la Meseta de Bucaramanga - CDMB - Bucaramanga, 2005.

GCO (1984) "Geotechnical manual for slopes". Geotechnical Control Office, Engineering Development Department, Hong Kong.

International Conference of Building Officials (1991) "Uniform Building Code Chapter 70, Excavation and Grading", pp. 993- 1003.

International Conference of Building Officials, (1976) "Uniform Building Code Chapter 70, Excavation and Grading", pp. 677- 687.

Jahns, R.H., (1969) "Seventeen years of Response by th City of Angeles to Geologic Hazards", in Geologic Hazards and Publics Problems, conference proceedings, Robert A. Olson and Mildred M. Wallace (eds), Office of Emergency Preparedness (Washington, D.C.: Us. Govt. Printing Office), pp. 283 – 296.

Leighton F. B. (1975). "Role of geotechnical consultants and reviewers for the county of San Mateo". California Geology CDMG august 1975.. 180 p.

Scullin, M.C., (1983), "Excavation and grading code administration, inspection, and enforcement" Prentice Hall, Englewood Cliffs New Jersey. 405p.

Slosson, J.E. y Krohn, J.P., (1977), "Effective Building Codes", California Geology (Sacramento CDMG, June), pp. 136 – 139.

Slosson, J.E. y Krohn, J.P., (1979) co- chairmen, "AEG building code review, mudflow/Debris Flow Damage", February Storm, Los Angeles Area California Geology (Sacramento: CDMG), pp. 8 – 11.

Códigos de Ciudades Analizados:

Barranquilla – Colombia.
Bogotá – Colombia (DPAE).
Bucaramanga – Colombia (CDMB).
Hong Kong, China.
Beverly Hills, California.
Pasadena, California.
Glendale, California.
Burbano, California
San Francisco, California.
Calabasas, California.
Ventura, California.
San Diego, California.
Riverside, California.
Orange, California.
Laguna Beach, California.
Salem, Massachusetts.
Los Angeles, California.
Seattle, Washington.
Rochester Hills, Michigan.
Bellevue, Washington.
Camarillo, California.
West Covina, California.
Dana Point, California.
Liberty Lake, Washington.
Lake Forest, Illinois.

Códigos de Counties (Estados Unidos):

Los Ángeles County, California.
Kern County, California.
Monterey County California.
San Mateo County, California.
Spokane County, Washington.
Santa Barbara County , California.
Calaveras County, California.
Humboldt County, California.
Sonoma County, California.
Monterrey County, California
Orange County, California
Riverside County, California.